

**Tielaitos**

# **Tiepenkereen holvautuminen**

Teoreettinen osa

**Tielaitoksen  
selvityksiä**

**3/1990**

Helsinki 1990

**Tiehallitus**

08 TIEL



**Tielaitos**  
Tiehallituksen kirjasto

Doknro: 710225  
Nidenro: 710211



# **Tielaitoksen selvityksiä 3/1990**

## **Tiepenkereen holvautuminen** Teoreettinen osa

**Tielaitos**

Helsinki 1990

ISBN 951-47-2735-5  
ISSN 0788-3722  
TIEL 703343  
Valtion Painatuskeskus  
Pasilan VALTIMO  
Helsinki 1990

Julkaisua myy:  
Tiehallituksen lomakevarasto

**Tielaitos**  
Tiehallitus  
Opastinsilta 12 A  
PL 33  
00521 HELSINKI  
Puh. vaihde (90) 1541

## ESIPUHE

Tämä raportti on ensimmäinen julkaisu tutkimushankkeesta, jonka tarkoituksena on selvittää syvästabiloidulle tai paalutetulle maapohjalle perustetun tiepenkereen käyttäytymisen.

Tutkimushanke aloitettiin vuonna 1989 rakentamalla koepenger moottoritieksi suunniteltavan valtatie 1:n tulevalle tiealueelle Paimioon. Savikolle tehty koepenger perustettiin sementtipilareille ja instrumentoitiin mm jännitys- ja siirtymänmittauslaittein. Koepenkereen rakentaminen ja seurantatulokset raportoidaan myöhemmin.

Selvityksen tilaajana ja rahoittajana on toiminut tiehallituksen geopalvelukeskus. Tilaajan yhteyshenkilönä on ollut dipl ins Pentti Salo ja lisäksi tilaajan puolelta työtä valvovaan ryhmään on kuulunut dipl ins Aarno Valkeisenmäki.

Työn suorituksesta ovat vastanneet insinööritoimisto Y-Suunnittelussa tekn lis Pauli Vepsäläinen ja dipl ins Olli Arkima.

Helsinki 26.9.1990

Tiehallitus  
Geopalvelukeskus

TIEPENKEREEN HOLVAUTUMINEN  
TEOREETTINEN OSA

S I S Ä L L Y S L U E T T E L O

1. JOHDANTO
2. AIKAISEMMAT TUTKIMUKSET
  - 2.1 Empiiriset tutkimukset
    - 2.1.1 VTT:n tutkimukset
    - 2.1.2 Nylundin malli
    - 2.1.3 Reidin tutkimukset
  - 2.2 Analyytiset ratkaisut
    - 2.2.1 Hewlettin staattinen ylärajaratkaisu
    - 2.2.2 Hewlettin mallin yleistäminen
    - 2.2.3 Kinemaattiset ratkaisut
    - 2.2.4 Ansamallit (trap-door)
  - 2.3 Numeeriset ratkaisut
    - 2.3.1 Ansamallien numeeriset ratkaisut
3. TIETOKONESIMULAATIOT
  - 3.1 Ansamallin tarkistuslaskennat
    - 3.1.1 Yleistä
    - 3.1.2 GEOFEM
    - 3.1.3 ZSOIL
    - 3.1.4 CRISP
  - 3.2 Hewlettin mallin tarkistus
  - 3.3 Paimion koepenkereen laskentaennusteet
    - 3.3.1 Lähtötiedot
    - 3.3.2 Mallintaminen
    - 3.3.3 Penkereen holvautuminen
    - 3.3.4 Ajasta riippuva yhteistoiminta
4. YHTEENVETO

## 1

## JOHDANTO

Tiepenkereen holvautumisen teoreettinen osa liittyy tutkimushankkeeseen, jonka tarkoituksena on selvittää kirjallisuuteen, tietokonesimulaatioihin ja instrumentoiduista koepenkereistä saatuihin tuloksiin perustuen syvästabiloidulle tai paalutetulle maapohjalle perustetun tiepenkereen käyttäytyminen. Tutkimuksen painopistealueena on holvautumismekanismien ja holvautuvuuden parantamisen tutkiminen sekä pilari- ja paalukuormien selvittäminen.

Kirjallisuusselvitys on tehty kahden viimeisen vuosikymmenen ajalta. Varsinaisesti tiepenkereen holvautumista käsittelevää aineistoa löytyi niukasti. Selvityksen ulottaminen kauemmaksi taaksepäin ei olisi myöskään parantanut tutkimuksen laatua, koska referoiduissa tutkimuksissa oli mukana vanhempia havaintoja.

Niukasta kansainvälisestä tarjonnasta johtuen tutkimuksessa alettiin kiinnittää yhä suurempaa huomiota laskentamenetelmien kehittämiseen ja tietokonesimulaatioihin. Tässä yhteydessä jouduttiin rajoittamaan suuriläpimittaisesta louheesta koostuvat penkereet käsittelyn ulkopuolelle. Tämä johtui siitä, että käytettävissä olevat tarkastelumallit perustuivat kontinuumimekaniikkaan, jolloin raekoon tulee olla sellainen, ettei yksittäisen rakeen poisotto tai lisääminen vaikuta ko. ilmiöön.

Tietokonesimulaatioiden perusteella pystyttiin osoittamaan rakeisen materiaalin holvautumisen kehittymiseen liittyvät eri vaiheet ja pilari- ja paalukuormien kehittyminen ko. vaiheissa.



## 2

## AIKAISEMMAT TUTKIMUKSET

## 2.1

## Empiiriset tutkimukset

## 2.1.1

## VTT:n tutkimukset

VTT:n geotekniikan laboratorio suoritti vuosina 1971 - 1973 TVH:n ja VR:n toimeksiannosta paaluhattujen geoteknisiä suunnitteluperusteita koskevan tutkimuksen. Tutkimuksen tekivät Heikki Jääskeläinen ja Hans Rathmayer.

Tutkimuksen loppuraportti julkaistiin VTT:n rakennus- ja yhdyskuntatekniikan julkaisusarjassa (julkaisu nro 16) /7/. Loppuraporttiin sisältyy kirjallisuusselvitys paaluhattujen käytöstä ja havaintoja TVH:n kohteissa aikaisemmin suoritetuista pengerpaalutuksista ja paaluhattujen käytöstä.

Pääpaino tutkimuksessa oli kolmeen eri tutkimuskohteeseen Länsisalmeen (Westersundom), Vaaralaan ja Nikkilään rakennettujen instrumentoitujen koepenkereiden ja tiepenkereiden siirtymien, jännitysten ja paalukuormien selvittäminen mittaamalla. Länsisalmi ja Vaarala olivat TVH:n ja Nikkilä VR:n tutkimuskohteita. Mittaustulosten perusteella esitettiin suositukset tarpeellisesta paaluhattujen peittävydestä eri pengerkorkeuksilla, pengermateriaaleilla ja pohjasuhteissa.

Suosituksissa oli lisäksi mukana liikennekuormien vaikutus. Lisäksi loppuraportissa esitettiin mittaustulosten ja havaintojen perusteella ohjeita paaluhattujen kuormitusotaksumalle, paalujen sallituille jännityksille, paalukentän suunnittelulle ja paalutustyön suoritukselle. Tutkimus muodostaa perustan tämänhetkiselle suunnittelukäytännölle.

Tiepenkereen holvautumisen tutkimisen kannalta raportissa on esitetty arvokasta mittausaineistoa sekä Nikkilän että Vaaralan koekohteista. Seuraavassa esitetään eräitä tuloksia Vaaralan koepenkereestä /7/.

Koepenkereen paalujen ja instrumentoinnin sijainti on esitetty kuvassa 1. Penger oli jaettu neljään paalutusalueeseen siten, että taulukossa 1 esitetyt arvot peittävyydelle ja paalun puristusjännitykselle täyttyivät. Tämä saatiin aikaan vaihtelemalla paaluhattujen kokoa ja paalujen keskinäistä etäisyyttä.

Taulukko 1. Vaaralan koepenger. Paalutusalueiden suunnitteluarvot

Paalutusalue	Paalukuorma- mittari	Peittävyys %	Paalun laskettu puristusjännitys täydellä pengerkorkeudella, MN/m <sup>2</sup> (kp/cm <sup>2</sup> )	
1	K1	57.2	7.4	(74)
2	K2	36.3	7.4	(74)
3	K3	47.0	9.0	(90)
4	K4	30.5	9.0	(90)

Paalun kuormitusalue ja edelleen paaluhatun peittävyys määritellään kuvien 2a ja 2b perusteella. Suhteellinen paalukuorma osoittaa paaluihin kohdistuvan kuorman osuuden pengerkuormasta kaavassa 1 esitetyllä tavalla:

$$K_s = \frac{K}{\gamma H A} \quad (1)$$

$K_s$  on suhteellinen paalukuorma

$K$  mitattu paalukuorma, kN

$\gamma H$  pengerkuorma, kN/m<sup>2</sup>

$A$  paalun kuormitusalue, m<sup>2</sup>

$\gamma$  penkerein tilavuuspaino, kN/m<sup>3</sup>

$H$  penkerein korkeus, m

Suhteellisella kuormitusintensiteetillä tarkoitetaan mitatun maanpaineen suhdetta pelkästään paaluhatuille jaettuun tasaiseen pengerkuormaan, kaava 2:

$$p_s = p \frac{C}{\gamma H} \quad (2)$$

$p_s$  on suhteellinen kuormitusintensiteetti

$C$  peittävyys

$p$  mitattu maanpaine, kN/m<sup>2</sup>



Vaaralan koepenkereen 4 paalutusalueen poikkileikkauskuvat on esitetty kuvassa 3. Kuvasta käy ilmi paalujen keskinäinen sijainti ja kaltevuudet sekä penkereen rakennusvaiheet. Kuvassa esitetty mitoituskorkeus on laskennallinen suure, jolla penger- ja liikennekuorma aiheuttavat paaluihin sallittuna pidetyn puristusjännityksen (Statens Vegvesenin ohjeiden mukaan).

Koepenkereen kuormitushistoria, pengerkuorman intensiteetti ja edelleen suhteellinen paalukuorma ajan mukana on esitetty kuvassa 4. Paalukuorman havaitaan mittaustulosten perusteella hitaasti kasvavan kaikilla eri pengerkorkeuksilla.

Myös suhteellinen paalukuorma kasvaa samalla tavalla. Penkereen valmistumisen jälkeen suhteellinen paalukuorma kasvaa hitaasti, kunnes noin 80 vuorokauden kuluttua saavutetaan vakiintunut tilanne, jolloin  $k_s = 70...80 \%$ . Tämä merkitsee sitä, että pengerkuormasta 20...30 % siirtyy suoraan paaluhattujen välistä ja/ tai välityksellä maahan. Peittävyydellä ei tässä havaittu olevan olennaista vaikutusta. Tutkijat olivat pitäneet mahdollisena, että havaitut  $K_s$ :n arvot olisivat 10...20 % pienempiä kuin todellisuudessa.

Kuvassa 5 on esitetty maanpainemittausten tulokset paalukuormamittarin K2 kohdalta poikkileikkauksessa pl 35.3. Rakennustyön aikaiset (Ra) mittaustulokset on piirretty kunkin paaluhattun keskiviivan vasemmalle puolelle ja rakennustyön jälkeiset (Pvj) pitkäaikaiset havainnot keskiviivan oikealle puolelle. Maanpaineen havaitaan paaluhattujen kohdilla olevan suurempia penkereen keskellä kuin reunoilla, ja painearvot kasvavat pengerkorkeuden kasvaessa. Edelleen maanpaine on suurempi paaluhattun reunalla kuin keskellä, minkä katsotaan aiheutuvan hatun jäykkyydestä. Hattujen välissä mitattu maanpaine kasvaa pengerkorkeuden kasvaessa, mutta hitaammin kuin paaluhattujen kohdilla. Edelleen pitkäaikaistilanteessa maanpaine hattujen välissä hiukan pienenee ajan mukana.

Kuvassa 6 on esitetty suhteellisia kuormitusintensiteettejä paaluhattujen välissä. Intensiteetin havaitaan riippuvan pengerkorkeudesta ja mittauspisteen sijainnista penkereen keskilinjan ja viereisten hattujen suhteen. Intensiteetti pienenee pengerkorkeuden kasvaessa ja myöskin ajan mukana kuormitusportaiden välillä. Tiivistämisen vaikutus näkyy käyrissä yksittäisinä piikkeinä. Penkereen valmistumisen jälkeen saavutetaan vähitellen tasapainotila. Intensiteetti on hattujen välissä keskellä vähän pienempi kuin vinottain nurkkiin nähden.



Jos maanpaineen otaksutaan paaluhattujen välissä jakautuvan tasaisesti, saadaan suhteellisen paalukuorman ja mitatun kuormitusintensiteetin (paaluhattujen välissä) väliseksi yhtälöksi Hewlettin ja Randolphin mukaan /4/ seuraava:

$$K_s = 1 - (1 - C) \frac{p}{\gamma H} = 1 - \frac{1 - C}{C} p_s = 1 - p_{ss} \quad (3)$$

$$p_{ss} = \frac{1 - C}{C} p_s$$

$p_{ss}$  on paaluhattujen väliin jäävä suhteellinen osuus pengerkuormasta

$p_s$  suhteellinen kuormitusintensiteetti

$p$  mitattu maanpaine

$C$  peittävyys

Käyttämällä kuvan 6 tuloksia kaavan (3) avulla hyväksi, saadaan paaluhattujen väliin jääväksi suhteelliseksi osuudeksi pengerkuormasta keskimäärin  $p_{ss} = 20... 30 \%$  pitkäaikaistilanteessa paalukuormamittareiden kohdilla. Poikkeuksen muodostaa ryhmä K1, jossa  $p_{ss} = 10 \%$ . Koska mittaukset ovat olleet toisistaan riippumattomia, paalukuorma- ja maanpainemittaukset vahvistanevat pengerkuorman jakautumisen suhteen toisiaan.

Kuvasta 6 voidaan havaita paaluhattujen välistä suhteellista kuormitusintensiteettiä  $p_s$  kuvaavien käyrien muutos erilaisilla pengerkorkeuksilla jyrkästi laskevasta loivaksi tai vaakasuoraksi. Tätä taitepidettävä vastaavaa pengerkorkeutta VTT:n tutkimuksessa kutsutaan "kriittiseksi pengerkorkeudeksi"  $H_k$ . Tätä kriittistä pengerkorkeutta pidetään tutkimuksessa yleisemmin penkereen kimmoisen toiminnan tai ns. yhtä suuren painuman tason tai paineenjakautumispintojen muodostumisen rajana. Penger alkaa siis holvautua kriittisessä pengerkorkeudessa. Kuvassa 7 on esitetty kriittisen pengerkorkeuden ja rako-levyyden välisiä suhteita Vaaralan ja Nikkilän koepenkereissä. Kuva 7 esittää tilannetta staattisessa tapauksessa.

VTT:n tutkimuksessa on liikennekuorman vaikutus otettu huomioon taulukossa 2 esitetyllä tavalla. Yhdistämällä kuvan 7 ja taulukon 2 tulokset on saatu käytännölliset ohjearvot paaluhattujen peittävyysle (taulukko 3).

Taulukko 2. Liikenteen mitoituskuormat. Kuormat on ilmoitettu pinta-kuormina, jotka vastaavat rakenteiden kuormitusnormien mukaisia olosuhteita.

Pengerkorkeus (m)	Mitoituskuorma (pintakuorma) kN/m <sup>2</sup>			
	Tavallinen ajoneuvokuorma Kuormaluokka I		Raskas erikoiskuorma I, 300 kN	
	sora	murskesora	sora	murskesora
1.5	22	22	39	39
2.0	14...11	13...10.5	27...21	25...20
2.5	10	10	15...12.5	17...11.5
3.0	10	10	10	10

Taulukko 3. Paaluhattujen peittävyiden ohjearvot

Murskesora		Sora	
Penger- korkeus H, m	Peittävyys C, %	Penger- korkeus H, m	Peittävyys C %
1.5...2.0	50...70	2.0...2.5	55...70
2.0...2.5	40...50	2.5...3.0	45...55
2.5...3.5	30...40	3.0...4.0	40...45
>3.5	>30	>4.0	>40

Maapohjan pehmeiden vaikutus on tutkimuksessa ehdotettu otettavaksi huomioon siten, että käytetään sitä suurempia taulukon 3 arvoja, mitä huonommin kantavaa maapohja on.

Maapohjan painumia paaluhattujen päällä ja välissä on mitattu painumaletkuilla. Kuvassa 8 on esitetty tuloksia painumamittauksista. Painumaero paaluhattun kohdalla ja välissä on ollut pitkäaikaistilanteessa 50...100 mm. Peittävyiden vaikutusta painumaeroihin ei mitauksilla ole kyetty kuitenkaan saamaan esille.



## 2.1.2

## Nylundin malli

Stig Nylundin liseniaattityönään tekemä tutkimus /9/ v. 1979 käsittelee teoreettisesti tie- ja ratapenkereissä käytettävien paaluhattujen käyttöä ja rakenteellista mitoitus. Tutkimuksen mukaan paaluhattujen käyttöalueiden minimipengerkorkeudet määräytyvät kahden vakavuuskriteerin ja maksimipengerkorkeudet kantavuuskriteerin avulla. Vakavuuskriteerit ovat stabiliteettikriteeri ja välimaakriteeri. Stabiliteettikriteerillä tarkoitetaan paaluhattun kiertymätasapainoa paalun päänsuhteen, kun liikennekuorma on epäedullisimmassa asennossa. Välimaakriteeriä, jonka voi katsoa liittyvän penkereen holvautumiseen, tarkastellaan seuraavassa tarkemmin.

Välimaalla tarkoitetaan paaluhattujen välissä olevaa pengermateriaalia. Nylund on jakanut välimaakriteerin kahteen osaan, kantavuus- ja painumaperiaatteeseen. Näistä jälkimmäinen tarkoittaa luonnollisen maapohjan kantavuus- ja painumisominaisuuksien huomioon ottamista paaluhattujen välissä tarkasteltaessa holvautumisilmiötä. Nylund ei kuitenkaan jatkanut tämän kriteerin kehittelyä pitemmälle. Tutkimuksessa keskityttiin sen sijaan kantavuusperiaatteeseen, jonka mukaan pengermateriaali paaluhattujen välissä roikkuu maan ja betonin välisen kitkan avulla paaluhattujen sivupinnoista. Nylundin esittämään kantavuusperiaatteeseen liittyvä välimaakriteeri on esitetty kuvassa 9.

Esitettyä välimaakriteeriä voidaan kritisoida seuraavasti:

- Esitetty kriteeri kuvaa tietyn muotoisen kiinteän kappaleen pysyvyyden voimatasapainoa. Rakeisen vetoa kestävämmän kitkamaan roikkuminen ja holvautuminen hattujen välissä edellyttää siilomaista rakennetta, ts. hyvin pientä rakoväliä tai hyvin suurta hattujen korkeutta, mitkä ovat käytännössä pengarpaalutuksessa hyvin harvinaisia. Johdettuja yhtälöitä ei ole edes käsitelty siiloteorian mukaisesti. Käytännössä mallin toimivuus edellyttäisi, että suhteellinen paalukuorma on aina 100 %, mitä ei empiirisillä mittauksilla ole havaittu.
- Muu kritiikki on oikeastaan turhaa. Pienenä yksityiskohtana voisi mainita sen, että K:lla ja G:llä on yhtälöiden perusteella erilaiset laadut, mikä on mahdollisesti korjattu lopullisissa yhtälöissä muodostettaessa nomogrammeja.

Tutkimukseen liittyvien nomogrammien avulla saadaan seuraavat taulukossa 4 esitetyt peittoprosentit eri pengerkorkeuksilla.

Taulukko 4. Peittävydet eri pengerkorkeuksilla.

Penger- korkeus, m	Hiekka		Sora	
	Peittävyys %	Hattu- koot, m	Peittävyys %	Hattu- koot, m
2.0	50	1.0	47 - 52	1.0 - 1.2
2.5	44 - 55	1.0 - 1.6	42 - 54	1.0 - 1.6
3.0	41 - 53	1.0 - 1.6	39 - 51	1.0 - 1.6

Peittävydet ovat pienillä pengerkorkeuksilla ja hattujen sivumi-  
toilla selvästi VTT:n esittämien ohjearvojen (taulukko 3) alapuolel-  
la (epävarmemmalla puolella).

### 2.1.3

#### Reidin tutkimukset

Reid ja Buchanan esittivät 1983 /12/ ns. BASP (Bridge Approach Support Piling) -menetelmän sillan tulopenkereen vahvistamiseksi. BASP-menetelmä muistuttaa periaatteeltaan Suomessa käytössä olevaa pengerpaalutustapaa. Menetelmää oli Skotlannissa v. 1983 käytetty kuuden moottoritiesillan ja kolmen rautatiesillan rakentamisen yhteydessä. Näistä kahdessa kohteessa moottorititiellä M876 oli runsas instrumentointi.

BASP-menetelmä sillan nro 13 instrumentoidun penkereen kohdalla on esitetty kuvassa 10. Kevyttäytteinen (PFA = Pulverized Fuel Ash, tuhkaa,  $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$ ) lähes 10 metriä korkea penger on perustettu pengerpaaluille. Lähinnä siltaa olevat neljä paaluriviä on lyöty tukipaaluiksi ja kolme seuraavaa paaluriviä muodostavat siirtymäpaalutuksen. Lähinnä siltaa olevat kolme paaluriviä ovat säännöllisessä kolmioverkossa, jossa paaluväli on kolme metriä. Maanvaraista pengerosuutta kohti paaluväli kasvaa 3.5 metristä 4.5 metriin. Paalut ovat halkaisijaltaan 445 mm teräsbetonisia lyöntipaaluja ja hatut pyöreitä, halkaisijaltaan 1.1...1.5 m teräsbetonihattuja. Paaluhattujen yläpuolelle noin metrin korkeuteen on asennettu kaksinkertaiset Terram-lujitekankaat Paraweb-matolla vahvistettuna.

Esitetyssä kohteessa instrumentointi on sisältänyt huokospainekärkiä, inklinometriputkia, painumaletkuja, maanpainesellejä ja paalu-kuormasellin. Näistä osa tuhoutui työn aikana.



Tuloksista kirjoittajat ovat esittäneet sivusiirtymämittauksia ja paalukuormamittauksen (kuva 11). Näistä jälkimmäinen on tarkistettu erillisillä maanpainemittauksilla ja tulokset ovat kirjoittajien mukaan vahvistaneet toisiaan. Tukipaalutusosuudella paaluhattujen peittävyys on vain 10.6 %, mutta paalut kantavat silti pitkäaikais-tilanteessa 82 % pengerkuormasta. Paalukuorman voidaan havaita kuvan 11 perusteella hitaasti kasvavan ajan mukana.

## 2.2

### Analytyttiset ratkaisut

#### 2.2.1

#### Hewlettin staattinen ylärajaratkaisu

Hewlett ja Randolph /4/ ovat v. 1988 esittäneet mallikokeissaan havaittuun kinematiikkaan perustuen matemaattisen mallin pengermateri-aalin holvautumiselle. Mallin käsittely jakautuu geometrisesti kah-teen vaiheeseen: tasomuodonmuutostapaukseen ja kolmeulotteiseen ta-paukseen.

#### A Tasomuodonmuutostapaus

Tasomuodonmuutostapausta on havainnollistettu kuvassa 12. Penkereen ja paaluhattujen otaksutaan tällöin olevan pitkänomaisia kuvaa 12 vastaan kohtisuorassa suunnassa. Holvautuva penkereen osa on poikki-leikkaukseltaan puolipyörän muotoinen ja jatkuu kuvaa vastaan koh-tisuorassa suunnassa muodostaen alaspäin aukenevan sylinterin puo-likkaan muotoisen pinnan. Holvautuvan osan paksuudeksi otaksutaan puolet paaluhattujen leveydestä. Sylinterin ulkopinnan halkaisija = paaluhattujen k/k-väli. Tässä yksinkertaistetussa tapauksessa hol-vautuva kerros katsotaan painottomaksi ja holvin sisäpuolella otak-sutaan jännityksen jakautuvan isotrooppisesti (lujuus = 0).

Kuvan 12 geometrian vallitessa holvi on plastisessa tilassa siten, että suurin pääjännitys on holvin tangentin suuntainen ja pienin sitä vastaan kohtisuora. Radiaaliselle ja tangentialiselle jänni-tykselle saadaan plastisuusteorian mukaan seuraava yhteys:

$$\sigma_{\theta} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_r = K_p \sigma_r \quad (4)$$

$\phi$  on kitkakulma

$\sigma_r$  radiaalinen jännitys

$\sigma_{\theta}$  tangentialinen jännitys

$K_p$  passiivinen maanpaine kerroin

Yleiset tasapainoyhtälöt supistuvat tässä tapauksessa symmetriasymmetris-  
tä yhdeksi yhtälöksi:

$$\frac{d \sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (5)$$

Sijoittamalla yhtälö (4) yhtälöön (5), löytyy seuraava ratkaisu:

$$\sigma_r = Ar^{(K_p - 1)} \quad (6)$$

A on integroimisvakio

r säde

Integroimisvakio A ratkaistaan holvin laella vaikuttavan pystyjänni-  
tyksen avulla, katso kuva 12.

$$\sigma_r = \sigma_0 = \gamma (H - r_0) \quad (7a)$$

$$r_0 = \frac{s}{2} \quad (7b)$$

$\gamma$  on penkereen tilavuuspaino

H penkereen korkeus

s paaluhattujen k/k-väli

Sijoittamalla yhtälöt (7a) ja (7b) yhtälöön (6), saadaan integroi-  
misvakio A ratkaistuksi.

$$\sigma_r = \gamma (H - \frac{s}{2}) \left[ \frac{2r}{s} \right]^{(K_p - 1)} \quad (8)$$

Holvin sisäpinnassa vallitseva laskennallinen radiaalinen jännitys  $\sigma_i$  saadaan sijoittamalla yleiseen lausekkeeseen (8) sisäpinnan r-koordinaatti.

$$r = \frac{s - b}{2}$$

$$\sigma_i = \gamma \left( H - \frac{s}{2} \right) \left[ \frac{s - b}{s} \right]^{(K_p - 1)} \quad (9)$$

$b$  on hatun leveys

Tehokkuudella tarkoitetaan tässä paalujen kantaman pengerkuorman suhteellista osuutta. Tehokkuus on siis sama kuin VTT:n tutkimuksessa kohdassa 2.1.1 esitetty suhteellinen paalukuorma. Kuvan 12 merkintöjä ja yhtälöä (9) käyttäen tehokkuudeksi  $E$  saadaan seuraava:

$$E = 1 - \frac{b \sigma_i}{\gamma s H} \quad (10a)$$

$$E = 1 - \delta \left( 1 - \frac{s}{2H} \right) (1 - \delta)^{(K_p - 1)} \quad (10b)$$

$$\delta = b/s$$

$\delta$  on tässä tapauksessa peittävyys

Yhtälöitä (9) ja (10) tarkastelemalla voidaan Hewlettin mallista tehdä seuraavia johtopäätöksiä:

- Radiaalinen jännitys holvin sisäpinnalla tulee nolaksi vain, kun
  - $s = b$ , ts. kun paaluhattujen väliin ei jää rakoa,
  - $H = \frac{s}{2}$ , ts. kun pengerkorkeus on puolet paaluvälistä. Tämä tulos on epärealistinen ja johtuu vain mallin ominaisuuksista.

- Tehokkuus E saa arvoja välillä  $E = 0 \dots 1$ . Tehokkuus E saa arvon 1 vain kun radiaalinen jännitys holvin sisäpinnalla on nolla.
- Holvautumisen edellytyksenä on tässä mallissa holvin laen sisäpinnalla vaikuttava puristusjännitys tai vaihtoehtoisesti näennäinen koheesio. Hattujen välissä tapahtuvan painuman vaikutusta ei ole mallissa mukana.

Holvin oman tilavuuspainon vaikutusta on käsitelty kappaleessa 2.2.2.

### B Kolmeulotteinen tapaus

Tässä käsitellään tapausta, jossa hatut muodostavat säännöllisen verkon. Verkko on Hewlettin mallissa lisäksi neliön muotoinen. Geometriaa ja vaikuttavia jännityksiä on havainnollistettu kuvassa 13.

Tässä tapauksessa otetaan huomioon holvissa ja sen alapuolella vaikuttava penkereen tilavuuspaino. Tasapainoyhtälöksi saadaan seuraava:

$$\frac{d \sigma_R}{d R} + \frac{2 (\sigma_R - \sigma_\theta)}{R} + \gamma = 0 \quad (11)$$

Sijoittamalla yhtälö (4) yhtälöön (11), saadaan seuraava perusdifferentialiyhtälö:

$$\frac{d \sigma_R}{d R} + \frac{2 (1 - K_p)}{R} \sigma_R + \gamma = 0 \quad (12)$$

$\sigma_R$  on radiaalinen jännitys holvissa

$\sigma_\theta$  tangentialinen jännitys holvissa

R holvin säde

Reunaehdot, samoin kuin yhtälöiden käsittely, koskevat tämän jälkeen ainoastaan holvin lakea. Reunaehdot ovat seuraavat:

- Holvin ulkopinta, laella

$$R = \frac{s}{\sqrt{2}} \quad (13a)$$



$$\sigma_R = \gamma \left( H - \frac{s}{\sqrt{2}} \right) \quad (13b)$$

- Holvin sisäpinta, laen alapuolella

$$R = \frac{s - b}{\sqrt{2}} \quad (14a)$$

$$\sigma_R = \sigma_i \quad (14b)$$

$H$  on penkereen korkeus

$\gamma$  penkereen tilavuuspaino

$s$  paaluväli

$b$  hatun leveys (neliönmuotoinen hattu)

Hewlettin ja Randolphin artikkelissa /4/ esiintyvien lukuisten painovirheiden takia kaavamuodossa olevia tuloksia ei tässä esitellä. Uudestaan johdetut ja tarkistettut kaavat esitetään seuraavassa kappaleessa 2.2.2.

Tehokkuus  $E$  määritellään samalla periaatteella kuin tasomuodonmuutostapauksessa, eli tehokkuus on sama kuin suhteellinen paalukuorma.

$$E = 1 - \frac{s^2 - b^2}{s^2 \gamma H} \sigma_s \quad (15)$$

$$\sigma_s = \sigma_i + \gamma \frac{(s - b)}{\sqrt{2}} \quad (16)$$

$\sigma_i$  on holvin sisäpinnalla laen alapuolella vaikuttava laskennallinen pystyjännitys

$\sigma_i$ :n kaava esitetään kappaleessa 2.2.2.

Hewlettin ja Randolphin laatimia graafisia kuvaajia tehokkuudelle  $E$  on esitetty kuvassa 15.

Mallissa on myös käsitelty staattista tilannetta paaluhatun kohdalla. Perusyhtälöt on tässä tapauksessa johdettu tasomuodonmuutostilassa ja integroitu hatun pinta-alan ylitse. Geometria ja jännitykset on esitetty kuvassa 14. Tehokkuus E on määritelty samalla tavalla kuin aikaisemminkin.

$$E = \frac{P}{S^2 \gamma H} \quad (17)$$

P on hattuun vaikuttava kokonaiskuorma

$$P = \frac{2 K_p}{K_p + 1} s^2 \sigma_s (1 - \delta) \left[ (1 - \delta)^{-K_p} - (1 + \delta K_p) \right] \quad (18)$$

$$\delta = b/s$$

s on paaluväli

b hatun leveys

$K_p$  passiivinen maanpaineluku

$\sigma_s$  hatun vieressä välittömästi holvin sisäpuolella vaikuttava pystyjännitys

$\sigma_s$  on tässä tapauksessa määrittelemätön

Kokonaistasapainon vallitessa pätee seuraava:

$$s^2 \gamma H = P + \sigma_s (s^2 - b^2) \quad (19)$$

Sijoittamalla P:n lauseke (18) yhtälön (17) osoittajaan ja yhtälön (19) oikea puoli yhtälön (17) nimittäjään, saadaan tehokkuudeksi E seuraava:

$$E = \frac{\beta}{1 + \beta} \quad (20a)$$

$$\beta = \frac{2 K_p}{K_p + 1} \cdot \frac{1}{1 + \delta} \left[ (1 - \delta)^{-K_p} - (1 + \delta K_p) \right] \quad (20b)$$

Yhtälöistä (20a) ja (20b) voidaan havaita seuraavaa:

- Yhtälöt pätevät mielivaltaiselle paaluhattujen välissä vaikuttavalle pystyjännityksen  $\sigma_s$  arvolle. Ainoat ehdot ovat, että
  - holvissa hatun yläpuolella vaikuttaa passiivinen maanpainetilanne radiaalisen ja tangentiaalisen jännityksen välillä,
  - holvin sisäpinnalla hatun vieressä vaikuttaa passiivinen maanpainetilanne pystyjännityksen ja vaakajännityksen välillä (kuva 14).

Näistä jälkimmäinen ehto tuntuu - ainakin intuitiivisesti - erikoiselta, mutta on ilmeisesti havaittu mallikokeissa.

- Tehokkuus riippuu ainoastaan peittävydestä ja pengermateriaalin kitkakulmasta, muttei pengerkorkeudesta.

$$\delta = b/s = \sqrt{C} \quad (21)$$

C on peittävyys

Yhtälöt (20) pätevät Hewlettin mukaan suurilla pengerkorkeuksilla, ja niiden vaikutus näkyy kuvan 15 kuvaajissa vaakasuorina viivoina.

Hewlettin mallin avulla voidaan tehdä seuraavia holvautumiseen liittyviä käytännöllisiä päätelmiä:

- Holvautuminen on sitä tehokkaampaa, mitä karkearakeisempaa materiaalia (suuri kitkakulma) käytetään hattujen päällä olevassa vähintään paaluvälin paksuisessa kerroksessa.
- Holvautumisen teho kasvaa käytettäessä välittömästi hattujen päällä lujiteverkkoja tai -kankaita. Lujiteverkkojen mitoitus on käsitelty kirjallisuusviitteessä /6/.

## 2.2.2

## Hewlettin mallin yleistäminen

Tässä käsitellään kolmeulotteista tapausta ja esitetään tulosten perusteella modifiointi tasomuodonmuutostilaan. Yhtälöiden ja piirrosten laadinta on suoritettu Y-Suunnittelussa.

Differentiaaliyhtälö (12) kohdassa 2.2.1 ratkeaa seuraavaan muotoon:

$$\sigma_R = \frac{\gamma R}{2 K_p - 3} + A R^{2 (K_p - 1)} \quad (22)$$

$\gamma$  on tilavuuspaino

$R$  säde

$K_p$  passiivinen maanpainelukku

$A$  integroimisvakio

Tasomuodonmuutostilassa ratkaisu on seuraava:

$$\sigma_r = \frac{\gamma r}{K_p - 2} + A r^{K_p - 1} \quad (23)$$

$r$  on säde tasomuodonmuutostilassa.

Tasomuodonmuutostilassa yhtälön (23) käsittely jatkuu kohdassa 2.2.1 esitetyllä tavalla.

Kolmeulotteisessa mallissa radiaaliselle jännitykselle saadaan reunaehtoien (13) sijoittamisen jälkeen seuraava:

$$\sigma_R = \frac{\gamma R}{2 K_p - 3} + \gamma \left[ H - \frac{s \sqrt{2 (K_p - 1)}}{2 K_p - 3} \right] \left[ \frac{\sqrt{2} R}{s} \right]^{2 (K_p - 1)} \quad (24)$$

$H$  on pengerkorkeus

$s$  paaluväli



Holvin sisäpinnalla laen alapuolella vaikuttava radiaalinen jännitys saadaan ehtojen (14) sijoittamisen jälkeen.

$$\sigma_i = \frac{\gamma (s - b)}{\sqrt{2} (2 K_p - 3)} + \gamma F \left[ \frac{s - b}{s} \right]^{2 (K_p - 1)} \quad (25a)$$

$$F = H - \frac{s \sqrt{2} (K_p - 1)}{2 K_p - 3} \quad (25b)$$

$b$  on hatun leveys

Holvautumisen vaikutusta holvin laen kohdalla vaikuttavaan pystyjännitystilaan on havainnollistettu kuvassa 16 esitetyllä esimerkillä. Pystyjännitys hattujen välissä pienenee kitkakulman arvolla 30 noin neljäsosaan pengerkuormasta holvautumisen vaikutuksesta. Holvautumisen havaitaan edelleen olevan sitä tehokkaampaa, mitä suurempi on pengermateriaalin kitkakulma.

Hewlettin mallilla tehtävää mitoitus- ja varten on laadittu nomogrammit kitkakulman arvoille 30, 35 ja 40. Nomogrammit on esitetty kuvissa 17 - 19. Nomogrammeissa on pystyakselina tehokkuus  $E$  (= suhteellinen paalukuorma) ja vaaka-akselina suhde  $s/H$ . Nomogrammien teoreettinen soveltuvuusalue on välillä  $s/H = 0 \dots 1.4$ . Käytännössä  $s/H$  kannattaa rajoittaa välille  $s/H = 0.2 \dots 1.0$ . Nomogrammeja käytetään valitsemalla haluttu tehokkuus  $E$  ja laskemalla käytettävissä olevien hattukokojen ja paalujännitysten avulla paaluväli  $s$ . Tehokkuuden  $E$  minimiarvona voidaan pitää  $E = 80 \%$ . Matalissa penkereissä tehokkuus on syytä nostaa ainakin  $90 \%$ :iin. Nomogrammeja käytettäessä on lisäksi muistettava, ettei niihin sisälly liikennekuorman vaikutusta, mikä pienentää tehokkuutta.

Kuvissa 20 - 22 on esitetty Hewlettin mallilla laskettuja pengerkorkeuden  $H$  ja peittävyuden  $C$  välisiä suhteita eri tehokkuuksilla ja kitkakulman arvoilla. Myöskään näissä kuvissa ei ole liikennekuorman vaikutusta. Kuvat on laadittu siten, että  $25 \times 25 \text{ cm}$  teräsbetoninen tukipaalu kantaa täyden kuormakapasiteetin (paalujännitys 7 MPa). Toisenlaisilla paalu- ja paalukuorma-arvoilla saadaan vastaavasti toisenlaisia käyriä eri tehokkuuksilla. Kuvissa 20 - 22 esitetty pengerkorkeuden minimi (2.5 m) johtuu edellä mainitusta täyden kapasiteetin käytöstä.

Verrataan nykyistä käytäntöä (taulukko 3 kohdassa 2.1.1) kuviin 21 ja 22. Havaitaan, että taulukon 3 arvot sijoittuvat pengerkorkeuksilla 2.5...4 m tehokkuusarvojen 80...90 % välille. Suuremmilla pengerkorkeuksilla tehokkuus selvästi kasvaa. Tämä herättää kysymyksen, onko nykyinen käytäntö liian paljon varmalla puolella silloin, kun pengerkorkeudet ovat suuria. Hewlettin mallin mukaan vastaus kysymykseen on myöntävä.

### 2.2.3

#### Kinemaattiset ratkaisut

Penkereen, paalun ja hatun sekä maapohjan käyttäytymistä kuvaavia kinemaattisia ratkaisuja ei tällä hetkellä ole olemassa. Eräiden geoteknisten tehtävien similariteettia voidaan kuitenkin käyttää lähestymistapana. Seuraavassa esitellään samankaltaisuuksia, jotka liittyvät vaakasuorien vetoankkuriryhmien käsittelyyn ja ansamallin kinemaattiseen ratkaisuun. Näistä vedetään johtopäätöksiä penkereen holvautumiselle paalukentässä.

#### A Vaakasuoriin vetoankkureihin liittyvän teorian hyväksikäyttö

Similariteetti perustuu kuvassa 23 esitettyyn tapaan. Koska kysymyksessä on kinemaattinen ratkaisu, tarkastelu perustuu murtotilaan. Tarkoituksena on etsiä pienin paalukuormaa vastaava pengerkorkeus, jolla murtuminen juuri ja juuri tapahtuu.

Dasin modifioiman Meyerhofin teorian /3/ mukaisesti saadaan kuvassa 24 esitettyä murtomekanismia vastaavaksi paalukuorman ja pengerkorkeuden väliseksi suhteeksi seuraava:

$$P = \gamma A H N_q \quad (26)$$

A on neliönmuotoisen tai pyöreän hatun pinta-ala

$\gamma$  penkereen tilavuuspaino

H penkereen korkeus

P paalukuorma

$N_q$  kantavuuskerroin (kuva 25)



Paaluryhmässä kriittinen pengerkorkeus on se korkeus, jolla liukupinnat leikkaavat toisensa penkereen pinnassa. Kriittinen pengerkorkeus saadaan siis selville valitsemalla paaluväli siten, että em. ehto toteutuu. Kaarevien liukupintojen aiheuttamien ongelmien takia ratkaisu voidaan saada myös siten, että lasketaan paaluväliä vastaava kriittinen paalukuorma ja edelleen kaavan (26) ja kuvan 25 perusteella kriittinen pengerkorkeus.

Meyerhofin ratkaisussa liukupinnan muoto määräytyy kulman  $\alpha$  mukana. Kulman  $\alpha$  arvo vaihtelee välillä  $90...45^\circ - \phi/2$  kitkamaan tiiviyydestä riippuen. Kuvan 25 kantavuuskerroin on johdettu  $\alpha:n$  arvolla  $90^\circ - \phi/2$ .

Kaarevien liukupintojen sijasta Veesaert ja Clemence /3/ ehdottavat katkaistun kartion muotoisten liukupintojen käyttöä. Yhtälöt on muodostettu pyöreitä hattuja (ankkureita) varten, mutta soveltuvat myös neliönmuotoisille hatuille kun ne muutetaan pinta-alaltaan yhtä suureksi pyöreiksi hatuiksi. Teoriaan liittyvä geometria on esitetty kuvassa 27.

Vaakaspuoran ankkuriryhmän käyttäytymistä on Meyerhof tutkinut teoreettisesti ja Das pienoismallikokeilla /3/. Kuvassa 28 on esitetty vertailevia tuloksia ryhmätehokkuudelle  $\eta$ .

$$\eta = \frac{P_g}{n P} \quad (27)$$

$P_g$  on ryhmäkapasiteetti

$P$  yksittäisen ankkurin kapasiteetti

$n$  ankkurien lukumäärä

## B Ansamallin kinemaattinen ratkaisu

Vardoulakis, Graf ja Gudehus ovat tutkineet Karlsruhen yliopistossa v. 1981 ansamallin kinemaattista ratkaisua /13/ sekä pienoismallikokein että teoreettisesti. Ansamallia on havainnollistettu kuvassa 29.

Tutkimus sisälsi mittaustuloksia ja laskentamallin sekä passiivettä aktiivimuodoille tasomuodonmuutostilassa. Mittaustulosten perusteella havaittiin seuraavaa:

- Aktiivimuodon idealisoitu murtomekanismi on esitetty kuvassa 30. Liukupinnan kulma on sekä holvautumistilassa (kuvan vasen puoli) että murtotilassa (kuvan oikea puoli)  $\beta = 90^\circ$ . Holvautumistilassa mitta  $t$  edustaa liukupinnan korkeutta. Tämän yläpuolella pystyjännityksen katsotaan jakautuvan tasaisesti. Mitta  $t$  riippuu mm. alustan (leveys =  $2b$ ) painuman suuruudesta.

- Passiivimuodon idealisoitu murtomekanismi on kuvassa 31. Liukupinnan kulma on pienoismallikokeiden mukaan tiiviillä hiekalla holvautumistilassa ja murtotilan alussa  $\beta = 90^\circ - \phi_c/2$ .

Murtotilan jatkuessa kulma  $\beta$  lähestyy arvoa  $90^\circ$ . Löyhällä hiekalla  $\beta$  on kaikissa tilanteissa  $90^\circ$ .

Nämä tulokset täydentävät kohdassa A esitetyjä tietoja liukupinnan muodoista.

Kirjoittajat ovat siiloteoriaa modifioimalla esittäneet sekä passiiv- että aktiivimuodolle yhtälöt alustalla vaikuttavalle keskimääräiselle pystyjännitykselle. Yhtälöissä on otettu huomioon holvautumis- ja murtumisilmiön progressiivinen luonne kuvassa 32 esitetyn kitkakulman kehittymistä kuvaavan materiaolimallin avulla. Holvautumismittan  $t$  ja alustan painuman välinen yhteys kuitenkin puuttuu yhtälöistä. Koska yhtälöt ovat niin monimutkaisia, että niiden käsittelyä varten pitäisi laatia oma tietokoneohjelma, kuvassa 33 esitetään vain valmiiksi laskettu esimerkki eräillä lähtötiedoilla aktiivimuodossa.

### C Johtopäätöksiä

Kinemaattisten ratkaisujen avulla saadaan selville penkereen holvautumisen äärikohta, ts. kohta, jossa holvautumistilanne muuttuu mekanismiksi. Kinemaattiset ratkaisut vastaavat kysymykseen, mikä on pienin mahdollinen pengerkorkeus suurimmalla mahdollisella paaluvälillä ja pienimmällä mahdollisella hattukoolla. Kohdissa A ja B esitetyt menetelmät osoittavat, että kinemaattinen ratkaisu - samoin kuin holvautuminen - riippuvat mm. pengermateriaalin tiiviyydestä, pengermateriaalin kitkakulmasta ja sen mobilisoitumisesta sekä pehmeän pohjamaan painumisominaisuuksista.

#### 2.2.4

##### Ansamalli

Ansamallin kinemaattista ratkaisua on esitelty kappaleen 2.2.3 kohdassa B. Analyttisistä malleista on ansamallille olemassa myös kimmoisen ratkaisu aktiivimuodossa. Ratkaisuun liittyvät lähtötiedot on esitetty kuvassa 34a, ja jännityskomponenttien lausekkeet mielivaltaisessa pisteessä penkereessä kuvassa 34b. Kuvassa 34 esitetyt kimboteoreettiset kaavat koskevat tasomuodonmuutostilaa. Kaavoihin liittyvät seuraavat merkinnät:

$x, z$  koordinaattiakselit

$\sigma_x, \sigma_z$  koordinaattiakselien suuntaiset normaalijännitykset, kPa

$\tau_{xz}$  leikkausjännitys, kPa



$h$	penkereen korkeus, m
$2b$	rakoväli, m
$E$	pengermateriaalin kimmomoduuli (muodonmuutosmoduuli), kPa
$\nu$	pengermateriaalin Poissonin luku ( $= 0.3 \dots 0.5$ )
$\gamma$	pengermateriaalin tilavuuspaino, $\text{kN/m}^3$

Kuvassa 35a on esitetty pystyjännityksen jakautuminen symmetria-akselilla erilaisilla tulon  $E_d$  arvoilla. Geometria- ja lähtötiedot ovat samat kuin kuvassa 16 sillä erotuksella, että kuva 16 kuvaa kolmeulotteista tilannetta ja kuva 35a tasomuodonmuutostilaa. Tästä syystä kuvassa 35b on esitetty vastaava Hewlettin mallin mukainen ratkaisu myös tasomuodonmuutostilassa. Kuvien 35a ja b perusteella voidaan tehdä seuraavia johtopäätöksiä:

- Holvautumisalue näkyy selvästi sekä plastisuusteoreettisen että kimmoteoreettisen ratkaisun perusteella. Holvin yläosa sijaitsee maan pinnasta 1.0 metrin korkeudella ja alaosa 0.4 metrin korkeudella.
- Kimmoteoreettisen ratkaisun perusteella pystyjännitys pienenee alkutilanteeseen verrattuna myös holvin laen yläpuolella, mitä ei taas Hewlettin mallissa pystytä ottamaan huomioon.
- Kimmoteorian perusteella holvautumista alkaa tapahtua erittäin pienillä pohjamaan ja paaluhatun välisillä painumaeroilla. Jos pengermateriaalin kimmomoduuli on  $E = 30\,000$  kPa, holvautuminen alkaa jo 1...2 mm:n painumaerolla.
- Holvin yläpinnan korkeusasema ja ylipäättään holvautumisen onnistuminen riippuu painumaerosta. Kuvassa 35a esitettyä suuremmilla painumaeroilla holvin yläpinta nousee penkereen yläpintaa kohti. Kimmoteorian rajoittuneisuuden vuoksi tätä ilmiötä ei tässä pystytä seuraamaan loppuun asti.
- Kimmo- ja plastisuusteorian mukaisten ratkaisujen samankaltaisuus antaa lupaavan viitteen siitä, että holvautumisongelmaa voidaan tarkemmin käsitellä kimmoplastisilla malleilla numeerisia menetelmiä hyväksikäyttäen.

## 2.3

### Numeeriset ratkaisut

#### 2.3.1

##### Ansamallin numeerinen ratkaisu

Koutsabeloulis ja Griffiths /8/ ovat esittäneet numeerisia ratkaisuja ansamallin passiivi- ja aktiivimuodoille. Koska aktiivimuodolla voidaan paremmin kuvata pengarpaalutuksella tai syvästabiloimalla vahvistetulle heikolle maapohjalle perustetun penkereen holvautumisilmiötä, tässä esitellään ainoastaan aktiivimuodon ratkaisuja.

Ratkaisuissa käytetty materialimalli on ideaalikimmoplastinen, Mohr-Coulombin myötökriteeriin perustuva malli. Materiaalin otaksutaan siis käyttäytyvän myötörajan alapuolella lineaarisesti kimmoisesti ja myötörajalla täysin plastisesti. Myötölujenemista ja -pehmenemistä ei mallissa oteta huomioon. Sen sijaan mallissa on mukana plastisella osalla materiaalin dilataatio eli plastinen tilavuudenmuutos ns. ei-assosiatiivisen myötösäännön avulla. Tämä otetaan huomioon erillisen materiaaliparametrin, dilataatiokulman, avulla. Dilataatiokulma mitataan kolmeakselikokeilla, ja sen arvot vaihtelevat tiiviyydestä riippuen nollan ja kitkakulman välillä.

Numeeriseksi ratkaisumenetelmäksi kirjoittajat olivat valinneet alkujännitysiteraation. Ratkaisumenetelmä on täsmälleen sama kuin Y-Suunnittelussa käytössä olevassa ohjelmassa GEOFEM (katso kappale 3). Ohjelmassa GEOFEM on lisäksi edellä kuvattu kimmoplastinen materiaalmalli.

Ratkaisuissa käytetty elementtiverkko on esitetty kuvassa 36. Ratkaisut erilaisia geometriatapauksia varten on saatu muuttamalla suhdetta  $H/D$  (kuva 36). Laskelmissa on käytetty seuraavia materiaaliparametreja:

- Kimmomoduuli  $E = 130\,000 \text{ kPa}$
- Tilavuuspaino  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Poissonin luku  $\nu = 0.3$
- Lepopainelukku  $K_o = 1.0$
- Kitkakulma  $\phi = \text{muuttuja}$
- Dilataatiokulma  $\psi = 0^\circ$

Tehtävissä on alkujännitystila määritelty tilavuuspainon ja lepopaineluvun avulla. Alustan painumisen vaikutusta on simuloitu siirtymäohjattuna. Laskelmat on suoritettu ainoastaan tasomuodonmuutos-tilassa.



Kuvassa 37 on esitetty kuormasuhteen muuttuminen alustan painuman funktiona erilaisissa geometriatapauksissa. Kuvan 37 käyrät on laskettu kitkakulman  $\phi$  arvolla  $20^\circ$ . Kuvaan liittyy seuraavia merkintöjä:

- $P$  on painuvaan alustaan vaikuttava keskimääräinen pystyjännitys, kPa
- $\gamma$  penkereen tilavuuspaino, kN/m
- $H$  penkeren korkeus, m
- $D$  painuvan alustan leveys (kuva 36)

Kuormasuhteen havaitaan pysyvän likimain vakiona alustan painuman ylittäessä noin 1.5 mm. Tämä vastaa luvussa 2.2.4 esitettyä tulon  $E_d$  arvoa 200. Vertailun vuoksi kuvaan 37 on piirretty myös kimmoinen ratkaisu luvussa 2.2.4 esitetyllä menetelmällä geometriasuhteen  $H/D$  arvolla 5. Kimmoinen ratkaisu on laskettu painuvan alustan keskellä, ja tästä syystä se ei tarkasti vastaa kuvan kuormasuhdetta, mikä on laskettu keskimääräisen pystyjännityksen avulla. Joka tapauksessa kuvasta 37 on selvästi havaittavissa sekä kimmoinen, täysin plastinen ja välissä oleva kimmoplastinen alue.

Täysin plastista tilannetta on verrattu kuvassa 37 Hewlettin ratkaisuun (luku 2.2.2) tasomuodonmuutostilassa. Holvin yläpinnan ulottuessa penkereen yläpintaan saakka vallitsee Hewlettin mallin mukaan holvin alapinnassa kuvassa esitetty kuormasuhde. Suurilla alustan painumilla elementtimenetelmällä laskettu ja Hewlettin mallin mukainen holvin alapinnassa vaikuttava kuormasuhde vastaavat melko hyvin toisiaan silloin, kun geometriasuhde  $H/D$  on suurempi kuin 2.5. Kuvan 38 mukaan vastaavuus siis pätee, kun on kysymyksessä "syvä mekanismi".

Kuvassa 38 on esitetty tuloksia erilaisilla geometriasuhteen  $H/D$  ja kitkakulman  $\phi$  arvoilla. Kuormasuhteet vastaavat suuria alustan painumia. Tulosten perusteella holvautumisongelma voidaan jakaa geometriasuhteen  $H/D$  avulla "matalaan mekanismiin" ( $H/D < 2.5$ ) ja "syvään mekanismiin" ( $H/D > 2.5$ ). Koska käytännössä on pyrkimys useimmiten "syvään mekanismiin", rakoväli  $D$  tulee saamaan maksimiarvon, jota ei tulisi ylittää.

Kuvissa 37 ja 38 esitetylle kuormasuhteelle ja aikaisemmissa luvuissa esitetylle tehokkuudelle  $E$  voidaan johtaa seuraava yhteys tasomuodonmuutostilassa:

$$E = 1 - L_r / \left( \frac{D}{b} + 1 \right) \quad (28)$$

Kuormasuhte  $L_r = P/\gamma H$

$b$  on hatun leveys

Kuvan 38 ja kaavan (28) perusteella tehokkuus on "syvissä mekanismeissa" yleensä suurempi kun 70...80 %.

### 3 TIETOKONESIMULAATIOT

#### 3.1 Ansamallin tarkistuslaskennat

##### 3.1.1 Yleistä

Tässä kappaleessa on esitelty erilaisilla tietokoneohjelmilla tehtyjen laskentojen tuloksia. Laskentojen lähtötiedot vastaavat kappaleessa 2.3.1 esitettyjä Koutsabeloulisin ja Griffithsin kuvissa 36 ja 37 esittämiä tapauksia:

- Penkereen korkeus  $H = 6 \text{ m}$
- Suhde  $H/D = 3$ ,  $D$  on painuvan alustan leveys
- Pengermateriaalin tilavuuspaino  $20 \text{ kN/m}^3$
- Pengermateriaalin kimmomoduuli  $130000 \text{ kN/m}^2$
- Pengermateriaalin Poissonin luku  $0.3$
- Lepopaine kerroin  $K_0 = 1$
- Pengermateriaalin kitkakulma  $\phi = 20^\circ$
- Pengermateriaalin dilataatiokulma  $\psi = 0^\circ$ .

Laskentoihin valitut tietokoneohjelmat olivat nimeltään GEOFEM, ZSOIL ja CRISP. Valinta tehtiin ohjelmien käytettävyyden perusteella. Seuraavissa luvuissa on esitetty aluksi lyhyt ohjelmakuvaus ja sen jälkeen verrattu laskentatuloksia Koutsabeloulisin ja Griffithsin esittämiin tuloksiin.

##### 3.1.2 GEOFEM

Ohjelman GEOFEM runko on tehty teknillisessä korkeakoulussa 1970-luvun lopussa ja 1980-luvun alussa, tekijänä tämän raportin kirjoittaja. Ohjelma on installoitu VAX-tietokoneeseen 1980-luvun puolessavälissä. Tässä yhteydessä ohjelmaan tehtiin tuntuvia muutoksia ja lisäyksiä, mm. graafinen tulostus. Ohjelmaan liittyy seuraavia piirteitä:

- Laskenta sekä pyörähdysymmetrisessä että tasomuodonmuutostilassa
- Mohr-Coulombin kimmoplastinen myötölujeneva ja -pehmenevä materiaalityyppi sekä kriittisen tilan malli Modified Cam Clay. Edellisen mallin erikoistapaus on mm. ideaalikimmoplastinen malli, jota on käytetty oheisissa laskelmissa.



- Alkujännitysten laskenta
- Huokospainemuutosten analyysi
- Rakentamisen simulointi
- 4- ja 9-solmuiset elementit
- Täysi ja vähennetty integrointi.

Ohjelma ei laske maapohjan konsolidaatioon kuluvaan aikaa.

Ohjelman epälineaarinen ratkaisutekniikka perustuu alkujännitysiterointiin ja kokonaistasapainon sekä myötöjännitystilan tarkkailuun ja korjausrutiineihin. Ohjelmassa on mukana ei-assosiatiivinen myötösääntö.

### Laskentatulokset

Laskennassa käytetty elementtiverkko on esitetty kuvassa 39. Elementit ovat 9-solmuisia suorakaide-elementtejä. Laskenta on tehty vähennettyä integrointia käyttäen, jonka aikaisempien kokemusten perusteella on havaittu antavan murtotilassa tarkempia tuloksia.

Kuvassa 40 on verrattu laskentatuloksia kuormasuhde-painumakoordinaatistossa. Kimmoisen ja kimmoplastisen osan tulokset vastaavat erittäin tarkasti Koutsabeloulisin ja Griffithsin laskemia. Sen sijaan murtotilassa suurilla painumilla tuloksissa on jonkin verran poikkeamaa. Todennäköisin syy poikkeamiin on se, että ohjelma GEOFEM laskee murtotilan tarkemmin pitemmälle kehitetyn ratkaisutekniikan ansiosta.

Kuvassa 41 on esitetty lasketut siirtymävektorit alustan painumille 0.6, 1.0, 2.0 ja 10 mm. Näistä ensimmäinen kuvaa tilannetta kimmoisessa, toinen ja kolmas kimmoplastisessa ja neljäs murtotilassa. Neljänneestä kuvasta havaitaan, että materiaalipartikkelit liukuvat murtotilassa useita S-muotoisia polkuja pitkin samalla tavoin kuin hiekka tiimalasissa. Murtotilan saavuttamiseen tarvittavan painuman havaitaan tässä tapauksessa (kimmomoduuli  $E = 130000$  kPa) olevan noin 2 mm. Yleisemmin voidaan päätellä, että murtotilaan tarvittava painuma riippuu pääasiallisesti pengermateriaalin kimmomoduulista. Tarvittavan painuman suuruus on käytännössä erittäin pieni, ja tästä saattaa johtua se, että painumamittaukset pengarpaalutuskohteissa eivät ole antaneet yksikäsitteisiä tuloksia.

Kuvassa 42 on esitetty jännitysvektorit ja kuvassa 43 pystyjännitysten tasa-arvokäyrät alustan painumille 0.6 mm ja 10 mm. Tulosten perusteella on voitu havaita, että kimmoisessa ja kimmoplastisessa tilassa holvi ulottuu likimain painuvan alustan leveyden verran ylöspäin (kuvissa on symmetriasyistä esitetty puolet alustan leveydestä). Murtotilassa sen sijaan holvi ulottuu lähelle penkereen yläpintaa ja murtuminen tapahtuu laajalla alueella. Kuvan 40 perusteella painuvaan alustaan vaikuttava pystypaine pysyy kuitenkin murtotilassa vakiona riippumatta alustan painuman suuruudesta. Tämä merkitsee sitä, että myöhemmissä analysoinneissa voidaan paaluhattujen tai pilarien välisen pehmeän maapohjan aikapainumakäyttäytyminen laskea erillisinä ilmiöinä, ja käyttää tuloksia hyväksi holvautumista laskeuttaessa.

Kuvassa 44 on esitetty pystyjännityksen jakautumia penkereen pystysuunnassa painuvan alustan keskellä. Jakautumakuvioista voidaan havaita holvin sijainti kimmoisessa ja kimmoplastisessa tilassa. Sen sijaan murtotilassa pystyjännitys on aivan penkereen yläosaa ja alaosaa lukuunottamatta lähes vakio, ja jakautumakuvio muistuttaa silloisessa murtotilassa olevan materiaalin jännitysjakautumaa.

Kuvaan 45 on piirretty maksimileikkausmuodonmuutoksen tasa-arvokäyrät kimmoplastisessa tilassa (painuma 1 mm) ja murtotilassa (painuma 10 mm). Näiden, samoin kuin kuvassa 46 esitettyjen plastisten alueiden avulla havaitaan holvin syntyminen ja kasvaminen erilaisilla painuman arvoilla.

Ohjelman GEOFEM havaittiin soveltuvan erinomaisesti tämän tyyppisten tehtävien laskentaan.

### 3.1.3 ZSOIL

ZSOIL on sveitsiläisen ZACE Services Ltd -yhtiön kehittämä ja markkinoima tietokoneohjelma, joka toimii IBM/PC-AT -ympäristössä. Ohjelmaan liittyy seuraavia piirteitä nykyisin käytettävissä olevassa versiossa 1.5:

- Laskenta tasomuodonmuutostilassa
- Drucker-Pragerin ideaalikimmoplastinen materiaalmalli. Mallin eri versioilla voidaan jäljitellä Mohr-Coulombin mallia ja ottaa huomioon ei-assosiatiivinen myötösääntö. Oheisissa laskelmissa on käytetty versiota Drucker-Prager (simple), mikä vastaa tehtävän materiaalmallin vaatimuksia tasomuodonmuutostilassa.
- Alkujännitysten määrittäminen
- Simulointi



- 4-solmuiset elementit
- Täysi integrointi.

Epälineaarinen ratkaisutekniikka perustuu yhdistettyyn inkrementaaliseen ja iteratiiviseen menetelmään.

Ohjelma ei laske konsolidaatiota.

### Laskentatulokset

Laskennassa käytetty tihennetty elementtiverkko on esitetty kuvassa 47.

Kuvassa 48 on verrattu laskentatuloksia kuormasuhde-painumakoordinaatistossa. Tulosten havaitaan vastaavan melko tarkasti ohjelmalle GEOFEM laskettuja tuloksia.

Siirtymävektorit, jännitysvektorit sekä plastisten alueiden muodostaminen vastaavat edellisessä kappaleessa esitettyjä, ohjelmalla GEOFEM laskettuja tuloksia. Esimerkin vuoksi kuvissa 49 ja 50 on esitetty "zoomaukset" jännitysvektoreista 3 m korkeuteen painuvasta alustasta. Kuormaporras 4 tarkoittaa 1 mm:n painumaa (kimmoplastista tilaa) ja kuormaporras 7 4 mm:n painumaa (murtotilaa). Jännitysvektoreiden suunnan ja holvautumistavan havaitaan radikaalisti muuttuvan penkereen alaosassa siirryttäessä kimmoplastisesta tilasta murtotilaan. Kuvassa 51 on esitetty siirtymien virtaviivat murtotilassa. Näiden havaitaan muodostavan S:n muotoisia polkuja, kuten myös edellisessä kappaleessa on todettu.

Ohjelma ZSOIL soveltuu hyvin tämäntyyppisten tehtävien laskentaan.

### 3.1.4

#### CRISP

Ohjelma CRISP (Critical State Program) on tehty Cambridgen yliopistossa Englannissa. Ohjelman kehitystyö alkoi v. 1975 ja jatkuu edelleen. Y-Suunnittelussa CRISP on installoitu VAX-ympäristöön ja samassa yhteydessä ohjelmaan on tehty muutoksia ja lisäyksiä graafista tulostusta varten.

Ohjelmaan CRISP liittyy seuraavia piirteitä:

- Laskenta sekä pyörähdyssymmetrisessä että tasomuodonmuutostilassa
- Materiaalimallit: isotrooppinen ja anisotrooppinen kimmoisen malli, kriittisen tilan mallit Cam Clay ja Modified Cam Clay. Jälkimmäistä mallia on käytetty laskelmissa.



- Alkujännitysten määrittäminen
- Rakentamisen simulointi
- 6-, 15- ja 22-solmuiset kolmioelementit
- Täysi integrointi
- Biotin teoriaan perustuva konsolidaatio.

Epälineaarisen ratkaisutekniikkana ohjelma käyttää yksinkertaista inkrementaalista menetelmää (ns. Eulerin menetelmää) ilman ennustaja-korjaajia.

Materiaalimalli Modified Cam Clay (MCC) on epälineaarinen myös kimmoisella alueella. Tästä aiheutuu sovitusergelmiä määritettäessä sellaisia MCC-mallin parametreja, jotka vastaisivat lineaarisesti kimmoisia parametreja. Työn helpottamiseksi laskennassa on käytetty sellaisia parametreja, jotka vastaavat keskimääräistä alkujännitystilaa. Tästä on tiedetty aiheutuvan virhettä kimmoplastisella ja kimmoisella alueella, josta syystä oheisissa laskelmissa pääpaino on kohdistunut murtotilan mahdollisimman oikeaan määrittämiseen.

Ohjelmassa CRISP murtotilaa kuvaavana parametrina käytetään kriittisen tilan linjan kulmakerrointa  $M$ , joka on sekä kitkakulman että ns. Loden kulman (kolmannen jännitysinvariantin) funktio  $/1/$ . Laskelmia varten Loden kulma ja edelleen murtoparametri  $M$  on asetettu vastaamaan tasomuodonmuutostilatapausta. Tällöin murtotilan pitäisi ainakin parametrisesti tulla samaksi kuin mitä ohjelmilla GEOFEM ja ZSOIL on laskettu.

MCC-mallissa dilataatiokulma on murtotilassa (kriittisen tilan linjalla) automaattisesti nolla.

Konsolidaatiojännitys on valittu sellaiseksi, ettei myötöpehmenemisiä esiintyisi.

### Laskentatulokset

Laskennassa käytetty elementtiverkko on esitetty kuvassa 52. Laskennassa on käytetty 6-solmuista kolmioelementtiä, joista ainoastaan nurkkapistenumerointi on piirretty.

Kuvassa 53 on verrattu laskentatuloksia kuormasuhde-painumakoordinaatistossa. Koska ohjelmassa käytetyn ratkaisumenetelmän tarkkuus riippuu käytetyn inkrementin koosta, vertailu on suoritettu kahta inkrementtikokoa käyttäen: kolmiolla merkityssä tapauksessa inkrementtikoko on ollut 0.2 mm ja rastilla merkityssä 0.05 mm. Kuvasta havaitaan, että pienempää inkrementtiä käytettäessä ohjelma on ottanut tarkemmin huomioon epälineaarisuuden heti kimmovaiheesta lähtien. Käyttäytyminen on loogista verrattuna kokemuksiin MCC-mallilla tehdyistä muun tyyppisistä laskennoista.

Kuvasta 53 havaitaan edelleen, että ohjelmalla ei ole saatu selvää murtokuormaa pientäkään inkrementtiä käytettäessä. Tämä johtuu ohjelmassa käytetyn ratkaisumenetelmän heikosta kyvystä siirtää jännityksiä ja erityisesti vetojännityksiä takaisin myötöpinnalle ja kriittisen tilan linjalle. Ilmiö näkyy erittäin selvästi oheisista jännitysvektorikuvista: kuvassa 54 esitetyt jännitysvektorit kimmo-tilassa (1. inkrementti) osoittavat mallin vielä toimivan erinomaisesti, kun sen sijaan kuvassa 55 tilanne murtotilassa (60. inkrementti, 3 mm:n painuma) on jännitysten osalta sekava. Kuvassa näkyvät ohuet viivat osoittavat laskennollisia vetojännityksiä, joita ei pitäisi esiintyä, mikäli malli ja ratkaisumenetelmä toimisi hyvin.

Yhteenvetona ohjelman CRISP käytöstä todettakoon, että

- modified cam clay -malli on nimensä mukaisesti tarkoitettu koheesiomaiden materiaaalimalliksi, ja
- ohjelmassa käytetty epälineaarinen ratkaisumenetelmä ei sovellu murtotilan laskentaan.

### 3.2

#### Hewlettin mallin tarkistus

Hewlettin mallin sisällä olevat jännitystilaoletukset sekä koko holvautumisperiaate ovat kohtuullisesti voimassa kapealla vyöhykkeellä kimmoplastisen tilan lopussa ennen murtotilan alkua. Tämän voidaan havaita pitävän paikkansa vertaamalla Hewlettin ratkaisun tuloksia kappaleessa 3.1.2 esitettyjen laskentojen tuloksiin. Hewlettin mallin käyttökelpoisuutta parantaa kuitenkin se laskelmilla havaittu tosiseikka, että sekä pohjamaahan että myös hattuihin kohdistuva kuorma pysyy vakiona penkereen murtotilassa, ja Hewlettin mallin avulla voidaan em. kuormat laskea kohtuullisen tarkasti.

Hewlettin mallissa on materiaaaliparametrina kitkakulma. Kitkakulman suuruus riippuu paitsi pengermateriaalin laadusta myös tiiviyydestä. Pengermateriaalin tiiviyyden merkitystä pohjamaahan kohdistuvaan kuormaan on havainnollistettu kuvassa 56. Tiivistettyä pengermateriaalia käytettäessä kuormasuhde on pienimmillään kimmoisen tilan ja murtotilan välissä, kun sen sijaan tiivistämättömällä materiaalilla kuormasuhde pienenee koko ajan murtotilaa kohti. Riippumatta pengermateriaalin tiivistämisestä kuormasuhde saa materiaalille ja ko. geometrialle ominaisen raja-arvon murtotilassa suurilla pohjamaan ja hatun painumaeroilla. Tätä raja-arvoa vastaava kitkakulma on kriittinen kitkakulma. Kuvan 56 perusteella voidaan todeta, että penkereen tiivistämisellä saadaan huomattavaa hyötyä, koska pehmeään maa-pohjaan kohdistuva rasitus pienenee, painumaero pienenee ja penkereen holvautumiskyky kasvaa. Mitoitettaessa tiivistettyä pengertä Hewlettin menetelmällä kirjoittaja kuitenkin suosittelee käytettäväksi kriittistä kitkakulmaa, jolloin ollaan "varmalla puolella".



Kohdassa 3.1 esitettyjen laskentojen perusteella on havaittu, että penkereen kimmoplastinen ja murtotila saavutetaan erittäin pienillä maapohjan ja hatun välisillä painumaeroilla. Kimmoteorian perusteella ko. painumaero voidaan likimain laskea seuraavalla kaavalla (syvät mekanismit):

$$d = 3 \dots 5 \frac{\gamma H B}{E} \quad (29)$$

$d$  on painumaero penkereessä

$\gamma$  penkereen tilavuuspaino

$H$  penkereen korkeus

$B$  rakoväli

$E$  penkereen kimmomoduuli (sekanttimoduuli)

Maapohjan konsolidaatiopainuma ( $W_m$ ) hattujen välissä taas lasketaan tavanomaista painumalaskentatekniikkaa käyttäen. Kuormituspintana on hattujen väli, ja vakiokuormana Hewlettin mallilla maapohjaan kohdistuva kuorma.

Paalun ja pilarin painuma ( $W_p$ ) lasketaan olosuhteisiin soveltuvalla tavalla.

Maapohjan ja paalun painumaeron tulee olla samaa suuruusluokkaa kuin painumaero penkereessä:

$$\Delta W = W_m - W_p \approx d \quad (30)$$

Painumaerolaskelmien perusteella voidaan todeta, että esimerkiksi kuivakuorella on merkittävä rooli penkereen holvautumisen kannalta. Maapohjan ollessa heti pintaosistaan voimakkaasti kokoonpuristuvaa, on edullisempaa käyttää paaluhattujen sijasta yhtenäistä paalulaat-  
taa.

### 3.3

#### Paimion koepenkeren laskentaennusteet

##### 3.3.1

##### Lähtötiedot

Paimiossa suunnitellulle valtatie 1 Tammissillan eritasoliittymän alueelle on rakennettu syvästabiloidulle maapohjalle perustettu koepengeralue ja maanvarainen koepenger. Koepengeralueen asemapiirustus on esitetty liitteessä 1 ja poikkileikkauspiirustukset liitteissä 2 - 6. Vahvistetulle maapohjalle perustetun koepenkeren instrumentointi on esitetty liitteissä 7 - 8.

Syvästabiloinnissa sideaineena käytettiin Portland-sementtiä (määrä 30 kg/pilarimetri). Pilareiden halkaisija on 0.5 m, ja pilarit ulotettiin savikerrostuman alla olevaan tiiviiseen moreenikerrokseen. Koepengeralue jaettiin kolmeen osaan pilareiden k/k-mitan perusteella. Jäljempänä käytetään seuraavia nimityksiä:

- Koepenger 1: pilareiden k/k = 1.0 m
- Koepenger 2: pilareiden k/k = 1.2 m
- Koepenger 3: pilareiden k/k = 1.4 m
- Koepenger 4: maanvarainen koepenger.

Pengeralueella poistettiin aluksi ohut humusmaakerros. Penkereet rakennettiin kerroksittain tiivistäen. Pengerkorkeus on leikkauspohjasta mitattuna 1.8...2.0 m.

Penkereen, pilareiden ja savikerrostuman tutkimustulokset esitetään yksityiskohtaisesti erillisessä raportissa. Seuraavassa esitetään yhteenveto laskelmia varten valituista materiaaliparametreista.

### Penger

Pengermateriaalin kolmeakselikokeet tehtiin TVH:n geopalvelukeskuksessa. Näytteet sullottiin penkereessä mitattuun tiiviyyteen. Tarkempi tulkinta on TVH:sta saatujen tulosten perusteella suoritettu Y-Suunnittelussa.

Kimmomoduuli on laskettu sekanttimoduulina arvioituun kriittiseen deviatoriseen jännitykseen saakka:

$$E = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1} \quad (31)$$

$E$  on kimmomoduuli

$\Delta\sigma_1$  deviatorinen jännityslisäys vakiosellipaineella (D-koe)

$\Delta\varepsilon_1$  aksiaalinen muodonmuutos

Poissonin luku lasketaan seuraavasti:

$$\nu = 0.5 (1 - \Delta\varepsilon_V / \Delta\varepsilon_1) \quad (32)$$

$\nu$  on Poissonin luku

$\Delta\varepsilon_V$  tilavuudenmuutos

Eo. perusteella ovat kimmoparametrit penkereen alaosaan vallitsevassa alkujännitystilassa seuraavat:

$$E = 14600 \text{ kPa}$$

$$\nu = 0.33$$

Kitkakulman mobilisaatio laskettiin asettamalla havaintopisteet koordinaatistoon, jossa vaaka-akselina on sellipaine  $\sigma_3$  ja pystyakselina deviatorinen jännitys  $\sigma_1$ . Mobilisoitunut kitkakulma laskettiin oheisella kaavalla:

$$\phi = \arcsin \left( \frac{M}{2 + M} \right) \quad (33)$$

$M$  on havaintopisteiden kautta kulkevan suoran kulmakerroin

Mobilisoitunut kitkakulma on seuraava:

$\varepsilon_1 = 1.5 \%$	$\phi = 35.0^\circ$
$\varepsilon_1 = 2.0 \%$	$\phi = 36.7^\circ$
maksimi	$\phi = 37.5^\circ$
$\varepsilon_1 = 7 \%$	$\phi = 31.5^\circ$
kriittinen tila	$\phi = 29.2^\circ$

Kriittinen tila arvioitiin  $\varepsilon_v - \varepsilon_1$  -käyrältä kohdasta, jossa käyrän kulmakerroin on nolla.

Ideaalikimmoplastista mallia varten kitkakulman arvoksi valittiin  $\phi = 31.5^\circ$ .

Penkereen tilavuuspaino on laskelmissa  $18.7 \text{ kN/m}^3$  ja lepopaineluku  $K_0 = 1$ .

### Savikerrostuma

Savikerrostuman materiaaliparametrit on esitetty taulukossa 5. Samoja parametreja käytettiin laskettaessa maanvaraisen koepenkereen painumaennusteita. Em. laskelmat olivat osa TVH:n täydennyskoulutus- ja geoteknisten laskentamenetelmien kehitysprojektia. Yksityiskohdat on esitetty Anu Näätäsen diplomityössä /10/.



Taulukko 5. Paimion koepenger. Kerrosjako ja kriittisen tilan mallin Modified Cam Clay materiaaliparametrit.

kerros	syvyys <i>m</i>	konsolidaatiokerroin <i>m</i> <sup>2</sup> / <i>a</i>
1	0-1.1	0.76
2	1.1-1.8	0.76
3	1.8-2.7	0.25
4	2.7-5.2	0.35
5	5.2-8.2	0.19
6	8.2-11.3	0.32
7	11.3-12.5	0.25

kerros	$\kappa$	$\lambda$	$\Gamma$	$M$	$k_z$ $10^{-3}m/kk$	$k_y$ $10^{-3}m/kk$
1	0.049	0.21	3.49	1.1	0.31	0.31
2	0.049	0.21	3.49	1.1	0.47	0.47
3	0.053	0.53	4.67	1.1	2.57	1.53
4	0.015	0.40	3.73	1.1	1.53	1.53
5	0.050	0.90	6.41	1.0	0.62	0.62
6	0.050	0.80	5.98	1.1	1.06	1.06
7	0.040	0.60	6.11	1.1	1.06	1.06

### Sementtipilarit

Jäljempänä esitettyjen syiden takia sementtipilareiden käyttäytymistä kuvattiin laskelmissa ainoastaan lineaarisesti kimmoista materiaa-  
aalimallia käyttäen. Kimmomoduuli määritettiin paikalla suoritettujen levykuormituskokeiden tuloksista. Keskimääräiseksi kimmomoduu-  
liksi saatiin  $E = 10000$  kPa, joskin hajonta oli huomattava. Poisso-  
nin lukuna laskelmissa käytettiin arvoa 0.3.

### 3.3.2

#### Mallintaminen

Laskelmat jaettiin kahteen osaan:

1. Penkereen holvautumisen laskenta
2. Penkereen, maapohjan ja sementtipilareiden välinen ajasta riippuva yhteistoiminta.

Penkereen holvautuminen alusta murtotilaan saakka laskettiin pyörähdysymmetrisellä ansamallilla ohjelmaa GEOFEM käyttäen. Käytetty mallintamisperiaate on esitetty kuvassa 57. Materiaalimallina käytettiin ideaalikimmoplastista Mohr-Coulombin mallia ilman dilataatiota.

Holvautumislaskentojen tulosten perusteella pääteltiin, että penkereen, maapohjan ja sementtipilareiden välistä ajasta riippuvaa yhteistoimintaa voidaan kohtuullisesti analysoida rajoitetulla jännitysalueella ohjelman CRISP avulla. Mallintamisperiaate oli sama kuin edellä holvautumislaskelmissa, paitsi että mallissa oli mukana myös maapohja ja sementtipilari. Kappaleessa 3.1 esitettyjen CRISPin käyttöä koskevien havaintojen perusteella pengertä ja sementtipilaria kuvattiin kimmoisella materiaalimallilla ja maapohjaa kriittisen tilan mallilla Modified Cam Clay. Maapohjan konsolidoituminen oli laskelmissa mukana.

### 3.3.3

#### Penkereen holvautuminen

Penkereen holvautuminen laskettiin edellä esitettyä pyörähdysymmetristä mallintamista käyttäen. Laskennat tehtiin pilariväleille 1.0, 1.2 ja 1.4 m. Tyypillinen laskelmissa käytetty elementtiverkko ( $k/k = 1.4$  m) on esitetty kuvassa 58.

Pilareiden yläpäähän kehittyvä keskimääräinen painesuhde maapohjan ja pilarin välisen painumaeron funktiona on esitetty kuvassa 59. Painesuhteella tarkoitetaan keskimääräisen pystyjännityksen suhdetta penkereen omasta painosta aiheutuvaan pystyjännitykseen.

Kuvasta 59 havaitaan, että pienillä painumaeron arvoilla painesuhde kehittyy lineaarisesti ja on lähes riippumaton  $k/k$ -arvosta. Painumaeron kasvaessa painesuhde muuttuu epälineaariseksi, kunnes pengersaavuttaa murtotilan. Painesuhteen arvo murtotilassa riippuu pilareiden  $k/k$ -mitasta (ja mm. penkereen korkeudesta).

Kuvan 59 perusteella voidaan todeta, että penkereestä pilariin kohdistuva kuorma saa maksimiarvon, jonka suuruus riippuu pilarivälistä ja penkereen geometriasta. Pilarin jäykkyyden lisäyksellä ei ole vaikutusta sen jälkeen kun em. maksimikuorma ja sitä vastaava painumaero on saavutettu.

Kuvassa 60 on esitetty painesuhteen muuttuminen pilareiden välissä painumaeron funktiona. Pienillä painumaeroilla muutos on lineaarinen ja riippuu mm. pilareiden k/k-mitasta. Murtotilassa pilareiden välissä olevaan maapohjaan kohdistuu vakiopystyjännitys, jonka suuruus riippuu pilareiden k/k-mitasta ja penkereen geometriasta. Em. pystyjännityksen arvoa murtotilassa voidaan käyttää esimerkiksi lujiteverkkojen ja -kankaiden mitoituksessa (John /6/).

Kuvassa 61 on esitetty tehokkuuden kehittyminen painumaeron funktiona. Tehokkuudella tarkoitetaan - samoin kuin aikaisemmissa kapaleissa - pilarin päähän kohdistuvan kuorman suhdetta pengerkuormaan:

$$E = P_p / P_m$$

$$P_p = p \cdot \frac{\pi d^2}{4} \quad (34)$$

$$P_m = \gamma H \cdot \pi R^2$$

$E$  on tehokkuus

$P_p$  pilarikuorma

$P_m$  pengerkuorma

$p$  keskimääräinen pystypaine pilarin päällä

$d$  pilarin halkaisija (= 0.5 m)

$H$  pengerkorkeus (= 2.0 m)

$R$  symmetria-alueen säde

Kuvasta havaitaan, että pienillä painumaeroilla tehokkuus kasvaa aluksi lineaarisesti. Tehokkuudelle saadaan murtotilanteessa ääriarvo, jonka suuruus riippuu pilarivälistä ja penkereen geometriasta.

Tehokkuuden ääriarvoa on verrattu kuvassa Hewlettin mallin avulla laskettuihin. Tulosten havaitaan olevan saman suuruisia kun pilari-väli on pienempi kuin 1.4 m.



Nykyisin käytössä olevan kalkkipilareiden mitoitusmenetelmän mukaan (Broms ja Boman /2/, Vähäaho /15/) pilarijännitys lasketaan seuraavasti:

$$p = \frac{\gamma H}{\frac{E_s}{E_p} (1 - a) + a} \quad (35)$$

$$a = \frac{A_p}{A} = \left( \frac{d}{2R} \right)^2 < 1 \quad (36)$$

$A_p$  on pilarin poikkileikkausala

$A$  pilarivälin neliö

$E_s$  maapohjan kimmomoduuli

$E_p$  pilarin kimmomoduuli

Muut merkinnät ovat samat kuin edellä.

Tehokkuudelle  $E$  voidaan johtaa seuraava yhtälö:

$$\frac{1}{E} = \frac{E_s}{E_p} \left( \frac{1 - a}{a} \right) + 1 \quad (37)$$

Tehokkuuteen vaikuttaa tässä tapauksessa maapohjan ja pilarin kimmominaisuudet ja pilariväli muttei penkereen ominaisuudet ja geometria. Hyvin jäykälle pilarille saadaan kaavan perusteella aina tehokkuus  $E \sim 1$ . On ilmeistä, että nykyinen mitoitusmenetelmä yliarvioi pilarikuormia.

Kuvissa 62 ja 63 on esitetty jännitysvektorit kimmo- ja murtotilassa, kun pilarivälit ovat 1.0 ja 1.4 m. Kuvista voidaan todeta jännitysten keskittyminen pilareihin ja penkereen holvautuminen. Epätasällisyydet pienillä jännityksillä johtuvat grafiikan epätarkkuudesta käytetyllä mittakaavalla.

Kuvissa 64 ja 65 on esitetty pystyjännitysten tasa-arvokäyrät eri painumaeroilla, kun pilarivälit ovat 1.0 ja 1.4 m. Kuvista voidaan havaita, kuinka pystyjännitykset ja -jännityserot kasvavat siirryttäessä kimmotilasta murtotilaan.

Kuvassa 66 on tyypillinen siirtymämekanismi murtotilassa. Penkereen yläosa painuu kaikilla lasketuilla  $k/k$ -arvoilla melko tasaisesti erilaisilla pilarin ja maapohjan välisillä painumaeroilla.

### 3.3.4

#### Ajasta riippuva yhteistoiminta

Penkereen, pilarin ja maapohjan ajasta riippuvaa yhteistoimintaa analysoitiin ohjelmalla CRISP. Penger ja pilarimateriaalia kuvattiin kimmoisella mallilla ja pehmeää maapohjaa mallilla Modified Cam Clay (MCCM). Ajasta riippuvuus otettiin huomioon pehmeän maapohjan konsolidoitumisena. Materiaaliominaisuudet on esitetty kohdassa 3.3.1.

Painumattoman pohjan syvyys vaihtelee koepenkereestä riippuen. Pilarit on otaksuttu homogeenisiksi lähtien maanpinnasta ja ulottuen painumattomaan pohjaan. Pilareiden on - ylösnostettujen pilareiden tarkastelun perusteella - otaksuttu olevan jonkin verran vettäläpäiseviä. Pilareiden vedenläpäisevyyskertoimeksi on laskelmissa valittu noin 100 kertainen saven vedenläpäisevyyskerroin.

Tehtävää on mallinnettu läjittämisen simulointimallilla siten, että välittömästi penkereen valmistumisen jälkeen on saatu laskennallisesti suljettu tila maapohjassa. Konsolidaatioprosessi on lähtenyt liikkeelle heti tämän jälkeen. Penkereiden rakentamisaika oli kolme vuorokautta. Huokosvedenpaineen purkautumissuunnat olivat ylös maanpintaan ja alas painumattomaan vettäläpäisevään pohjaan.

Tyypillinen elementtiverkko on esitetty kuvassa 67. Tehtävää on käsitelty pyörähdyssymmetrisenä. Symmetriasuista elementit ovat korkeita ja kapeita.

#### Tulokset

##### Menetelmätarkistus

Menetelmätarkistuksen tarkoituksena on testata pengermateriaalin käyttäytymistä kuvaavan yksinkertaisen lineaarisesti kimmoisen materiaalin sopivuus ko. tapauksissa. Kappaleessa 3.3.2 oli todettu, että kimmoista materiaalin mallia voidaan käyttää rajoitetulla jännitysalueella. Toisaalta kappaleen 3.3.3 perusteella penkereeseen syntyvillä jännityksillä ja pilarin ja maapohjan välisellä painumaerolla on yksikäsitteellinen yhteys ko. geometrialla. Seuraavassa tarkastellaan, täyttävätkö CRISPillä lasketut tulokset tarpeelliset painumaero- ja jännitysrajoitukset:

- Geometria-, symmetria- ja simulointisysteistä laskettu painuma heti penkereen valmistumisen jälkeen suljetussa tilassa on nolla, jolloin myös painumaero on nolla. Verrattaessa havaittuja painumia laskettuihin tulee alkupainuman osuus lisätä laskettuihin painumiin.
- Koska painumaero on suurimmillaan pitkäaikaistilanteessa, riittää tämän tilanteen tarkistus. Laskelmissa käytetty pisin aika oli 600 kuukautta (= 50 vuotta).

- Testaussuureeksi valitaan keskimääräisen maapohjan painuman ja keskimääräisen pilarin painuman välinen painumaero.
- Toiseksi testaussuureeksi valitaan välittömästi pilarin yläpään yläpuolella olevan pengerelementin keskipisteeseen syntyvä laskennallinen pystyjännitys. Ko. keskipisteen etäisyys pilarin päästä on 17 cm, ja tämä jännitys vastaa keskimääräistä jännitystä pilarin säteen suunnassa.
- CRIS Pillä laskettuja testaussuureita verrataan GEOFEMillä laskettuihin suureisiin (kuva 59). GEOFEM-tuloksissa on pengermateriaalin kimmoplastinen käyttäytyminen mukana.
- Merkinnot:

$W_p$  on keskimääräinen pilarin painuma, mm

$W_m$  keskimääräinen maapohjan painuma, mm

$dW = W_m - W_p$  painumaero, mm

SIGY keskimääräinen pystyjännitys, kPa

- Vertailu:

k/k	CRISP			GEOFEM		STATUS
	$W_p$	$W_m$	$dW$	SIGY	SIGY	
1.0	75.3	76.6	1.3	83.2	85.5	OK
1.2	74.5	76.4	1.9	104.4	104.4	OK
1.4	82.7	85.2	2.5	124.1	123.2	OK

- Pystyjännitysten havaitaan olevan riittävän lähellä toisiaan, joten kimmoisen materiaalimallin valinta pengermallin käyttäytymiseen oli sopivaa.

#### Painumaennusteet

Painumaennusteet (kuvat 68 - 70) on laskettu pilareiden päältä. Ennusteisiin tulee lisätä penkereiden rakentamisen aikana tapahtunut alkupainuma. Painuma pilareiden välissä on 2 - 4 mm suurempi.

Pystysiirtymien tasa-arvokäyrät syvemmällä maapohjassa on esitetty eri ajanhetkinä kuvissa 71 - 73. Myös näihin tulee lisätä alkupainuman osuus.



Maksimipainuman suuruuteen vaikuttavista epävarmuustekijöistä tärkein lienee pilarin homogeenisuus ja kimmo-ominaisuudet. Painumanopeuden suuruuteen taas vaikuttaa pilareiden toiminta pystyोजना, ts. pilareiden vedenläpäisevyys.

### *Jännitysennusteet*

Pystyjännitysennusteet eri koekenttien keskiosissa pilareiden päältä ja pilareiden välissä on esitetty kuvissa 74 - 76. Pystyjännitysten kehittymisen havaitaan kuvien perusteella olevan nopeaa; suurin osa pystyjännityksistä muodostuu jo ensimmäisen kuukauden aikana. Tässä yhteydessä huomattakoon vielä, että pystyjännityksen kehittymisellä ja pilarin ja maapohjan välisen painumaeron kehittymisellä on yhteys.

Kuvassa 77 on esitetty tehokkaat pystyjännitysvektorit eri koekentillä 6 kk:n kuluttua penkereen rakentamisesta. Vektoreissa on mukana maapohjan tehokas alkujännitystila.

### *Huokospaine-ennusteet*

Lasketut huokosylipaineiden tasa-arvokäyrät maapohjassa on eri ajanhetkinä esitetty kuvissa 78 - 80. Huokosylipaineet purkautuvat käytännöllisesti katsoen täysin 6 kk:ssa. Purkautumisnopeuteen vaikuttaa kuvien perusteella pilareiden toimiminen pystyोजना ja pilareiden vedenläpäisevyyskerroin.

### *Johtopäätöksiä*

Laskelmien perusteella pysyvä tila saavutetaan yllättävän nopeasti, noin 6 kuukaudessa. Nopeuteen vaikuttaa erityisesti pilareiden toiminta pystyोजना.

Laskelmissa suurimmat epävarmuustekijät kohdistuvat pilareiden homogeenisuuteen ja materiaaliominaisuuksiin. Seurantamittaukset osoittanevat, olivatko pilareiden osalta tehdyt olettamukset oikeita.

## 4

## YHTEENVETO

Raportissa on tarkasteltu rakeisesta materiaalista koostuvan tiepenkerein holvautumista. Rakeisella materiaalilla tarkoitetaan tässä kitkamaita, joiden raekoko on selvästi pienempi kuin paaluhattujen tai pilareiden väliin jäävä rakoväli.

Seuraavassa esitellään yhteenvedonomaaisesti rakeisen materiaalin holvautumismekanismeja sekä otetaan tämän perusteella kantaa eräisiin tiepenkerein holvautumiseen liittyviin käytännön kysymyksiin.

## A Holvautumismekanismi

Rakeisen materiaalin holvautumista on tutkittu empiirisiä tutkimuksia, analyttisiä ratkaisuja ja numeerisia ratkaisuja hyväksi käyttäen. Eri tutkimusmenetelmillä saatujen tulosten on todettu pääasiallisesti vahvistavan toisiaan. Tulosten perusteella holvautumismekanismi voidaan jakaa 5 vaiheeseen seuraavasti (ks. esim. kuvat 59 - 61):

## 1. Rakentamisvaihe

Tässä vaiheessa rakennetaan penger paaluhattujen tai pilareiden päälle. Penger materiaalin alkujännitystila ja kimmo-ominaisuudet riippuvat käytetystä tiivistämisestä ja penger materiaalista ja vaikuttavat jatkossa holvautumiseen. Penger materiaalin tiivistämisellä saadaan jatkossa selvää etua. Samoin mm. kuivakuoren säilyttämisestä on hyötyä.

## 2. Kimmoinen vaihe

Tämä vaihe liittyy rakentamisvaiheen kanssa. Kimmoisessa vaiheessa pengerkuorma jakautuu lineaarisesti paaluille (tai pilareille) ja maapohjalle. Pengerkuorman jakautuminen riippuu ko. geometriasta, penger materiaalin kimmo-ominaisuuksista ja paaluhattun tai pilarin ja viereisen maapohjan välisestä painumaerosta. Jälkimmäisen ajalliseen kehittymiseen taas vaikuttaa maapohjan konsolidoituminen.

Kimmoiseen vaiheeseen liittyvä tärkein materiaaliparametri on penger materiaalin kimmomoduuli, joka - yhdessä geometriatietojen kanssa - määrää kuorman jakautumisen. Ajasta riippuvuus määräytyy pohjamaan konsolidaatio-ominaisuuksien ja -reunaehtojen perusteella.

Kimmoisessa vaiheessa hatun tai pilarin ja maapohjan välinen painumaero on tyypillisesti muutaman millimetrin luokkaa.

Syvästabiloidulle maapohjalle perustettu penger jää kohtuullisilla pilariväleillä tavallisesti kimmoiseen tai sitä seuraavaan kimmo-plastiseen vaiheeseen.



### 3. Kimmoplastinen vaihe

Kimmoplastisessa vaiheessa pengerkuorman jakautuminen paaluille tai pilareille ja maapohjalle on epälineaarinen. Tässä vaiheessa alkaa korostua pengerperiaalinen kitkakulman vaikutus.

Kimmoplastinen vaihe toimii välivaiheena kimmoisen ja plastisen vaiheen välillä. Tähän vaiheeseen liittyy pengerperiaalinen tiiviiden merkitys kuvassa 56 esitetyllä tavalla.

Kimmoplastisessa vaiheessa hatun tai pilarin ja maapohjan välinen painumaero on korkeintaan muutaman senttimetrin luokkaa. Penkereen, pilarin ja maapohjan välinen yhteistoiminta on tässä vaiheessa staabiili.

### 4. Plastinen vaihe

Plastisessa vaiheessa yhteistoiminta riippuu geometriasta, penkereen kitkakulmasta ja pilarin ja maapohjan painumisominaisuuksista. Kuitenkin on huomattava, että sekä paaluhatulle tai pilarille että maapohjalle tuleva kuorma riippuu ainoastaan geometriasta ja penkereen kitkakulmasta. Plastisessa vaiheessa siis esimerkiksi paalun tai pilarin jäykkyyden lisääminen ei lisää paalu- tai pilarikuormaa, vaan kuormien jakautuminen tapahtuu penkereessä vallitsevilla ehdoilla.

Yhteistoiminnan stabiilius ja rakenteen kelpoisuus riippuu plastisessa vaiheessa konsolidaatiopainuman ja painumaeron suuruudesta. Koska maapohjaan vaikuttava kuorma pysyy plastisessa vaiheessa vakiona, on tätä kuormaa vastaava maapohjan painuma laskettavissa ja vertailtavissa sallittujen painumien ja painumaerojen kanssa.

Stabiiliuden ja kelpoisuuden laskenta plastisessa vaiheessa saattaa olla riskialtista. Eräs mahdollisuus riskien pienentämiseksi on suorittaa mitoitus siten, että liikutaan aivan plastisen vaiheen alussa.

### 5. Murtumisvaihe

Osittainen tai täydellinen murtumisvaihe seuraa saumattomasti plastista vaihetta suurilla painumaeroilla. Tällöin pengerperiaali liukuu pehmeään maapohjaan kuten hiekka tiimalasissa (kuva 41).

Murtumisvaiheen syntyminen edellyttää suuria paalu-, pilari- ja rakovälejä sekä erittäin pehmeää maapohjaa. Murtumisvaiheessa pengerperiaali valuu pehmeään maapohjaan siten, että penger lävistyy paalujen tai pilareiden kohdilla. Lopputuloksena penger on saattanut painua niin paljon, että paalujen päät tulevat näkyviin.

Mikäli murtumisvaihe saavutetaan, on murtuminen maapohjaan vaikuttavien kuormien osalta geometrian muuttumisen takia itseään voimistava.



## 6. Mallin käyttö muissa geoteknisissä ongelmissa

Raportissa esitettyjä tietokonemalleja ja holvautumismekanismeja voidaan soveltaa myös sillojen mitoitustehtävissä ja maa-ankkureiden mitoituksessa.

### B Mitoitus

Tämänhetkinen pengerpaalutuksen mitoituskäytäntö perustuu empiirisistä VTT:n tutkimuksista /7/ vedettyihin johtopäätöksiin, ja syvästabiloinnin mitoituskäytäntö Bromsin ja Bomanin teoriaan /2/, /15/.

Kehittyneempi, penkereen holvautumisen ja maapohjan painumisominaisuudet huomioon ottava mitoitusmenetelmä, "uuden geomekaniikan" mukainen mitoitus perustuu kappaleessa 3 esitettyihin numeerisiin ratkaisutapoihin. Tällä hetkellä laskenta joudutaan vielä suorittamaan tietokoneohjelmien puutteellisuuden takia kahdessa vaiheessa, kuten kappaleessa 3.3 on demonstroitu. Jatkossa lienee mahdollista käyttää yhtä ainoaa CRISP-tyyppistä tietokoneohjelmaa, kun materiaalimalleihin ja epälineaariseen ratkaisumenetelmään liittyvät puutteellisuudet on korjattu. Kesällä 1990 on esitelty ohjelma CRISP-90, jossa alkuperäiseen CRISPiin on lisätty mm. Mohr-Coulombin materiaalimalli.

Tässä raportissa ei ole otettu kantaa liikenteen aiheuttamalle lisäkuormitukselle ja tärinälle. Näistä edellinen voidaan mitoituksessa ottaa huomioon kappaleen 3.3.2 kuvassa 57 esitetyillä mallintamismenetelmillä. Tärinän pitkäaikainen vaikutus korostuu matalissa penkereissä ja edellyttää lisäselvityksiä.

Seuraavassa esitellään eräitä tutkimuksen aikana tehtyjä mitoitukseen liittyviä havaintoja.

### 1. Pengerpaalutus

Paalukuormien laskenta on nykyisen käytännön mukaisessa mitoituksessa "varmalla puolella". Marginaali on yleensä 5...20 % luokkaa.

Korkeiden penkereiden osalta on mahdollista pienentää paaluhattukokoja nykyiseen suunnittelukäytäntöön verrattuna, mikäli maapohja ei ole hyvin pehmeää.

Maapohjan pehmeydellä on havaittu olevan aikaisempaa korostetumpi merkitys pengerpaalutuksen onnistumiselle. Mikäli maapohja on hyvin pehmeää, on teknistaloudellisesti edullisempaa käyttää paaluhattujen sijasta paalulaattaa.

Geotekstiilien käytöllä pengerpaalutuksen yhteydessä voidaan varmistaa holvautumisen stabiilius ja/tai pienentää paaluhattukokoja. Raportissa esitetyn mitoitusmenetelmän avulla saadaan tarvittavat lähtötiedot geotekstiilien mitoitukselle /6/.

## 2. Syvästabilointi

Nykyinen käytäntö syvästabiloinnin mitoitukselle /2/, /15/ perustuu teorialle, että maapohja ja pilarit painuvat yhtä paljon, ts. tiepenger käyttäytyy täysin jäykän kuormitetun laatan tavoin. Teoria ei ota huomioon pengermateriaalin holvautumista.

Nykyisen mitoitusmenetelmän olettamuksista johtuvat virheet korostuvat toisaalta pilarivälin kasvaessa ja toisaalta pilareiden lujuuden tai maapohjan pehmyyden kasvaessa.

Syvästabiloinnin mitoitusmenetelmän uudistamiselle on tarvetta viimeistään silloin, kun pilareiden homogeenisuus saadaan luotettavammin varmistettua. Raportissa esitetyn mitoitusmenetelmän avulla voidaan ottaa huomioon samanaikaisesti mm. sekä tiepenkereen holvautuminen että maapohjan konsolidoituminen.

Geotekstiilejä käyttämällä voidaan myös syvästabiloinnin yhteydessä varmistaa penkereen holvautumisen stabiilius.

### C Työmenetelmät

Sekä pengerpaalutusta että syvästabilointia suunniteltaessa ja rakennettaessa tulisi pitää huolta kuivakuoren säilymisestä. Kuivakuoren stabiiliutta edistävä rooli korostuu sitä enemmän mitä pehmeämpää maapohja on.

Penkereen tiivistäminen edistää holvautumisen stabiiliutta ja pienentää maapohjaan vaikuttavia kuormia kuvassa 56 esitetyn periaatekuvan mukaisesti.

Rakennettaessa tulee pitää huolta, ettei maapohjaa häiritä tarpeetomasti. Pengerrys tulee suorittaa matalaa kerrospengerrystekniikkaa käyttäen.

### D Jatkotutkimukset

Paimion koepengeralueella suoritetaan syvästabiloidulle maapohjalle perustetun penkereen holvautumiseen liittyvää tutkimusta.

Pengerpaalutuksen osalta jatkotutkimuksiksi ehdotetaan, että tiepenkereiden todellista käyttäytymistä mitataan joko rakentamalla paalutettuja koepenkereitä ja/tai istrumentoimalla ja mittaamalla koetiepätkiä. Ennen em. rakentamisen aloittamista tulee laatia ennusteet penkereen, maapohjan ja paalujen käyttäytymisestä raportin kappaleessa 3 esitetyillä tavoilla. Laskentamallia voidaan tarvittaessa tarkistaa mittaustulosten valmistuttua takaisinpäinlaskennan avulla. Maapohjan todellisten ominaisuuksien varmistamiseksi on toivottavaa, että koealueella on myös maanvarainen istrumentoitu penger.

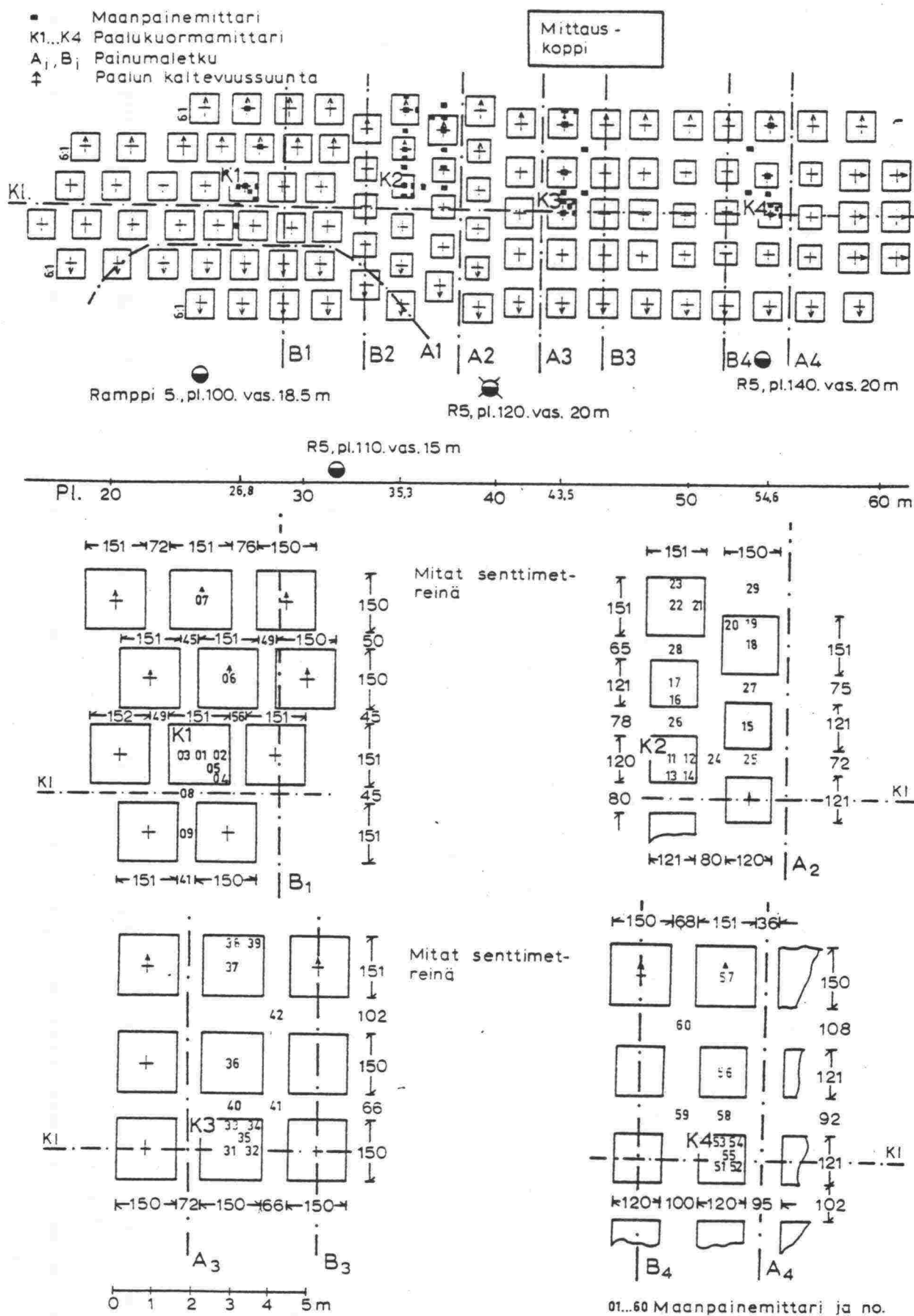
Koealueiden instrumentointi ehdotetaan järjestettäväksi samalla tavoin kuin raportissa esitetyissä Paimion koepenkereissä. Lisäksi ehdotetaan asennettavaksi sellaisia mittauslaitteistoja, joilla voidaan mitata paaluhatun ja välissä olevan maapohjan painumaeroja mahdollisimman tarkasti.

Mittausten ja tietokonelaskelmien perusteella voidaan laatia lopulliset ohjeet pengerpaalutuksen suunnittelemiseksi.



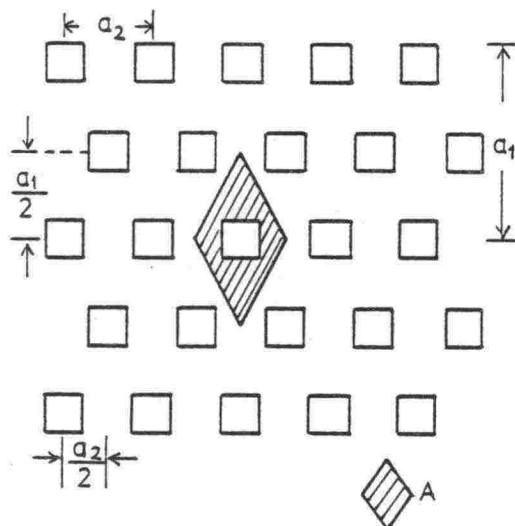
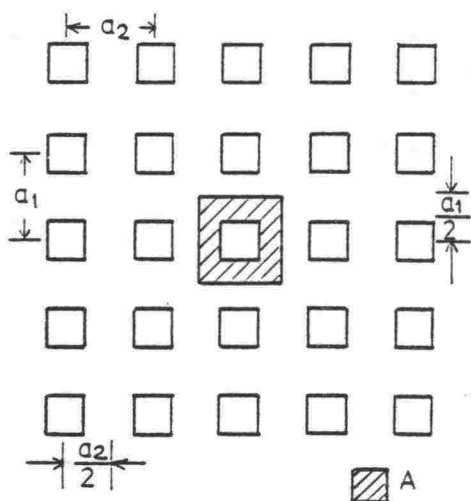
## KIRJALLISUUS

- /1/ Britto, A.M., Gunn, M.J., Critical state soil mechanics via finite elements. Ellis Horwood Limited, Chichester, 1987.
- /2/ Broms, B., Boman, P., Stabilisering av jord med kalkpelare. Stockholm 1977.
- /3/ Das, B.M., Theoretical foundation engineering. Developments in geotechnical engineering 47. Elsevier, Amsterdam 1987.
- /4/ Hewlett, W.J., Randolph, M.F., Analysis of piled embankments. Ground Engineering, April 1988.
- /5/ Holtz, R.D., Massarsch, K.R., Improvement of the stability of an embankment by piling and reinforced earth. Proc. Sixth Eur. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vienna 1976.
- /6/ John, N.W.M., Geotextiles. Blackie and Son Ltd, Glasgow, 1987.
- /7/ Jääskeläinen, H., Rathmayer, H., Paaluhattujen käyttö tie- ja rautatiepenkereissä. VTT, Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka, julkaisu 16. Helsinki 1975.
- /8/ Koutsabeloulis, N.C., Griffiths, D.V., Numerical modelling of the trap door problem. Geotechnique, vol. 39 No 1, 1989.
- /9/ Nylund, S., Paaluhattuselvitys. Lisensiaattityö, TKK, rakennusinsinööriosasto, 1979.
- /10/ Näätänen, A., Pehmeikölle rakennettavien maanvaraisten tiepenkereiden geotekniset laskelmat. TKK, rakennus- ja maanmittaus-tekniikan osasto, 1990.
- /11/ Poulos, H.G., Davis, E.H., Elastic solutions for soil and rock mechanics. John Wiley and Sons, New York 1974.
- /12/ Reid, W.M., Buchanan, N.W., Bridge approach support piling. Piling and ground treatment, Thomas Telford Limited, London 1984.
- /13/ Vardoulakis, I., Graf, B., Gudehus, G., Trap door problem with dry sand: A statical approach based upon model test kinematics. Int. J. for Num. and Anal. Meth. in Geomechanics. Vol. 5 No. 1, 1981.
- /14/ Vepsäläinen, P., Painuman, kantavuuden ja vakavuuden laskenta elementtimenetelmällä. Lisensiaattityö, TKK, R-osasto, 1983.
- /15/ Vähäaho, I., Pehmeikölle perustettavan pientalon painumien laskeminen. Geoteknillisen toimiston tiedote 14, Helsinki 1979.
- /16/ ZSOIL.PC, User manual. Zace Services, Lausanne, 1989.

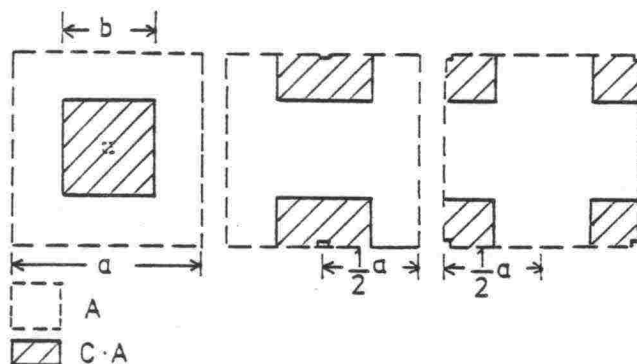
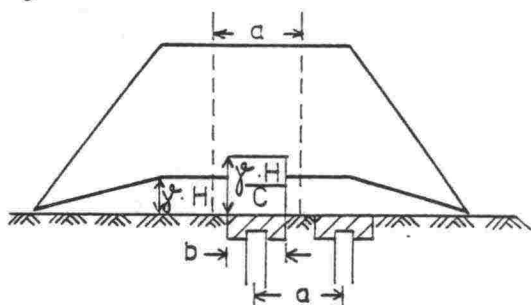


Kuva 1. Vaaralan koepenger. Paaluhattujen ja instrumentoinnin sijainti (Jääskeläinen ja Rathmayer).

a)



b)



$a$  = Paaluväli  
 $b$  = Paaluhatun sivun pituus  
 $A$  = Paalun kuormitusalue  
 $C$  = Peittävyys

$$p_s = \frac{C}{\gamma \cdot H} \cdot p$$

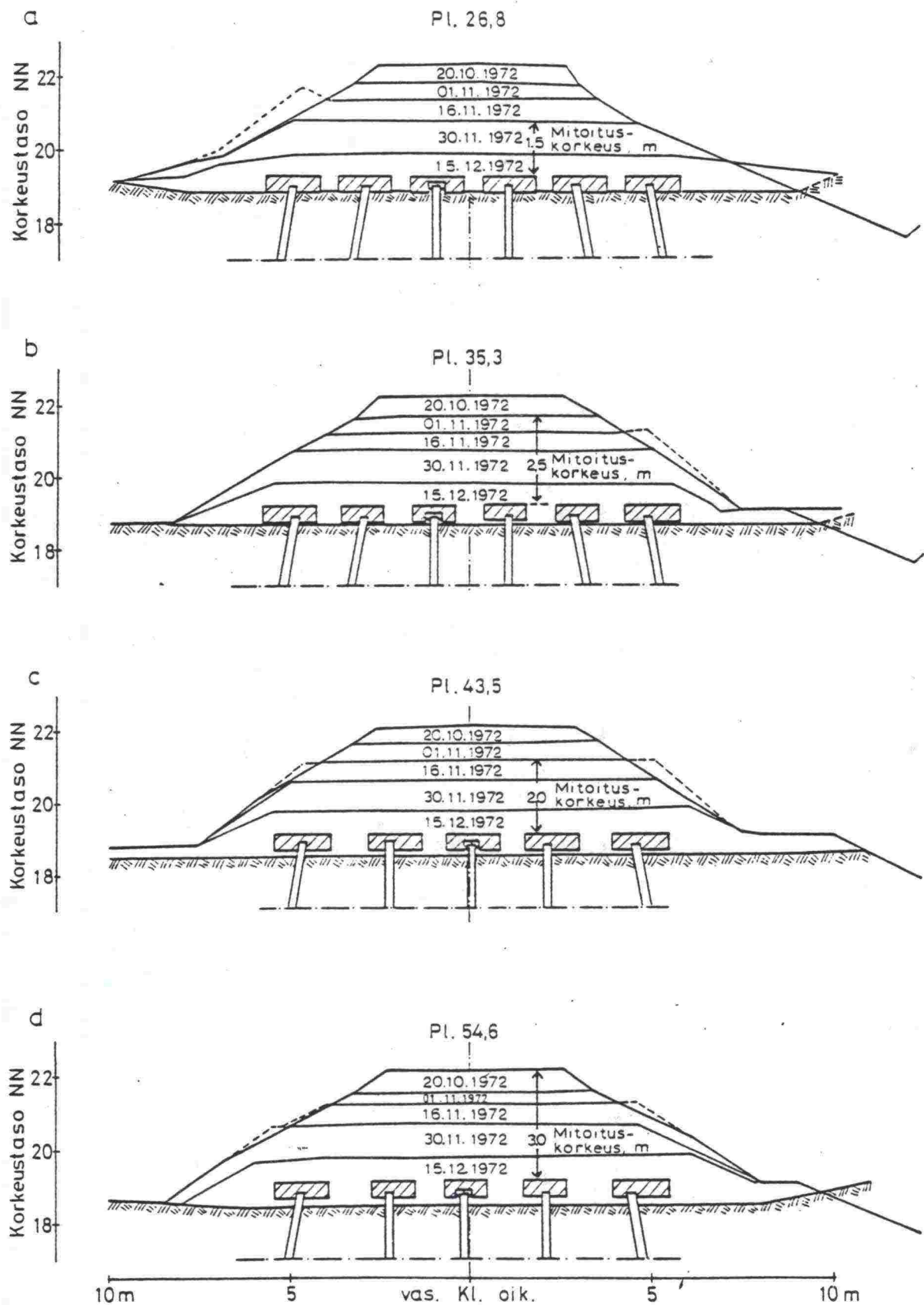
$p_s$  = Suhteellinen kuormitusintensiteetti

$p$  = Mitattu maanpaine

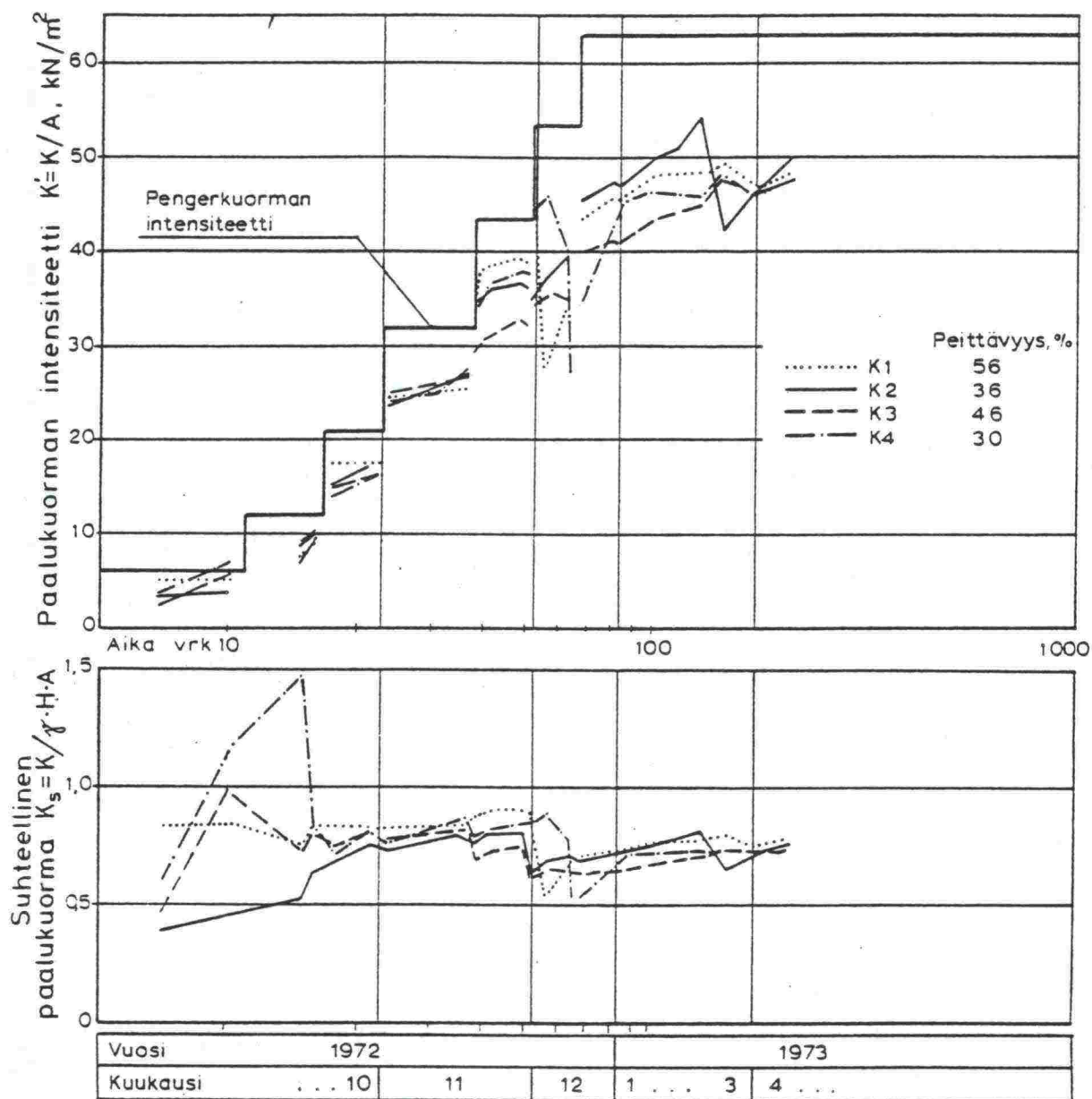
Kuva 2. a) Paalun kuormitusalue nelikulmaisessa ja limitetyssä paaluverkossa.

b) Paaluhatun peittävyys ja suhteellisen kuormitusintensiteetin määrittäminen (Jääskeläinen ja Rathmayer).

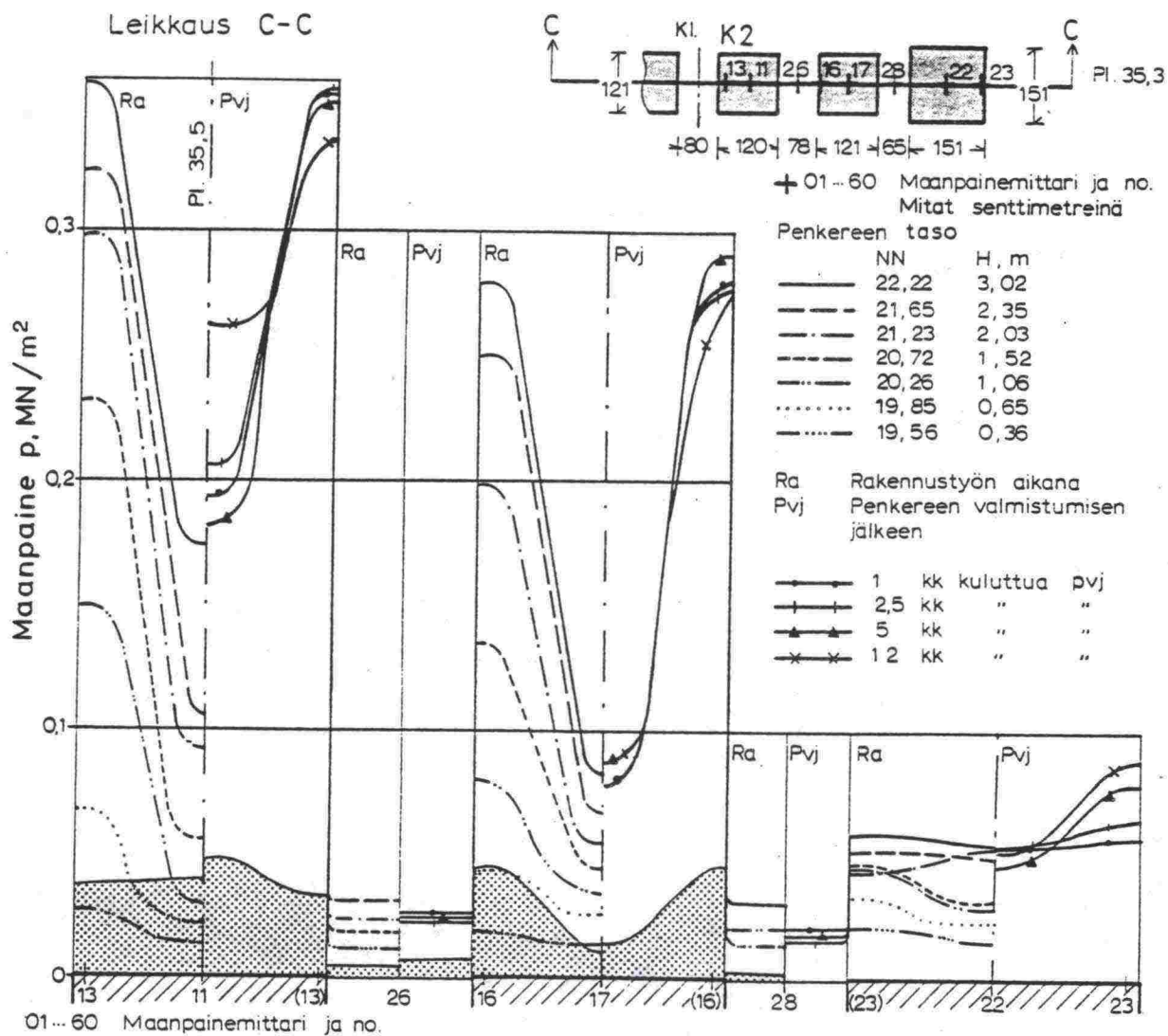




Kuva 3. Vaaralan koepenger. Poikkileikkauspiirustukset ja penkereen rakennusvaiheet (Jääskeläinen ja Rathmayer).

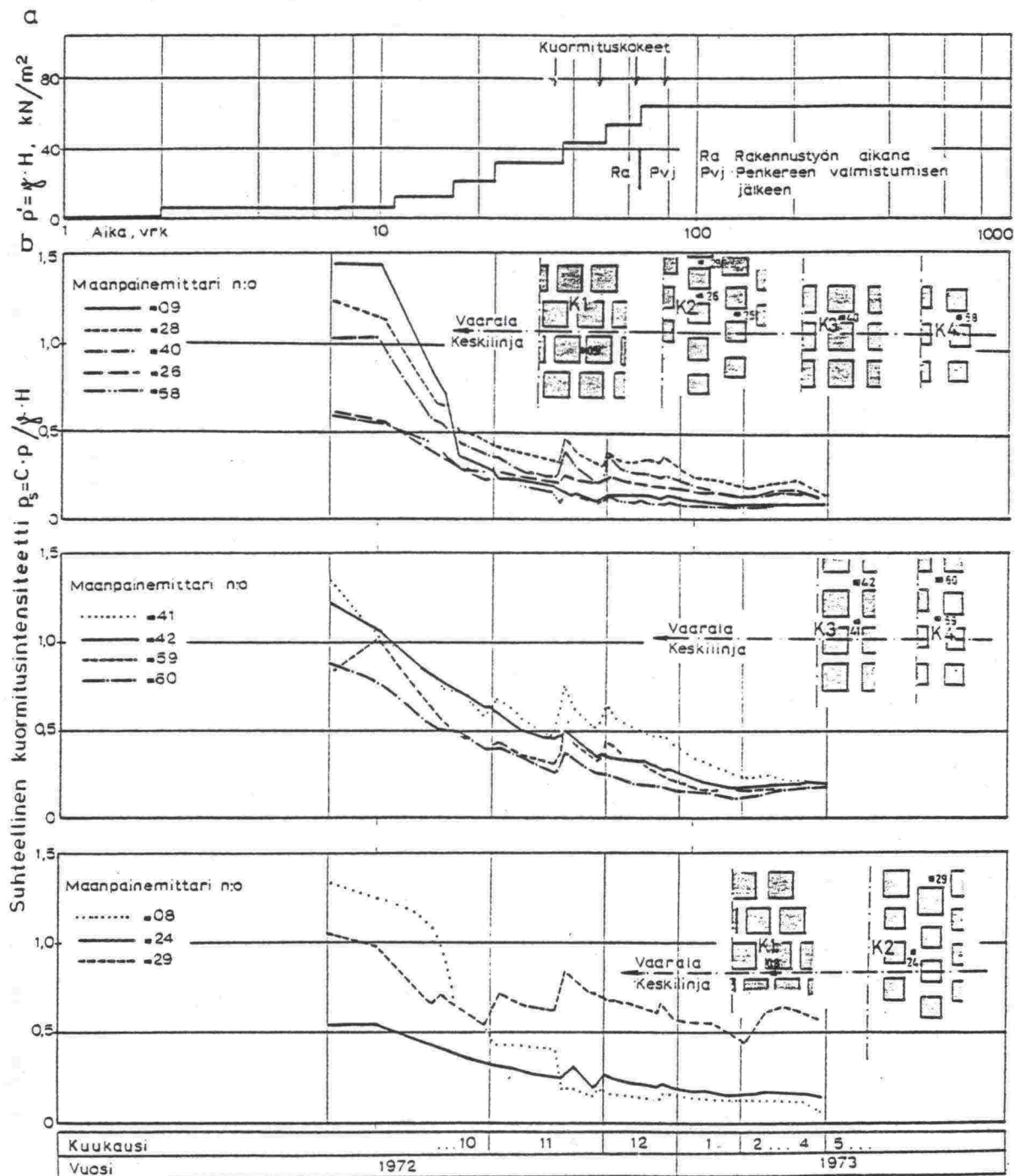


Kuva 4. Vaaralan koepenger. Penkereen kuormitushistoria, paalukuorman intensiteetti ja suhteellinen paalukuorma (Jääskeläinen ja Rathmayer).

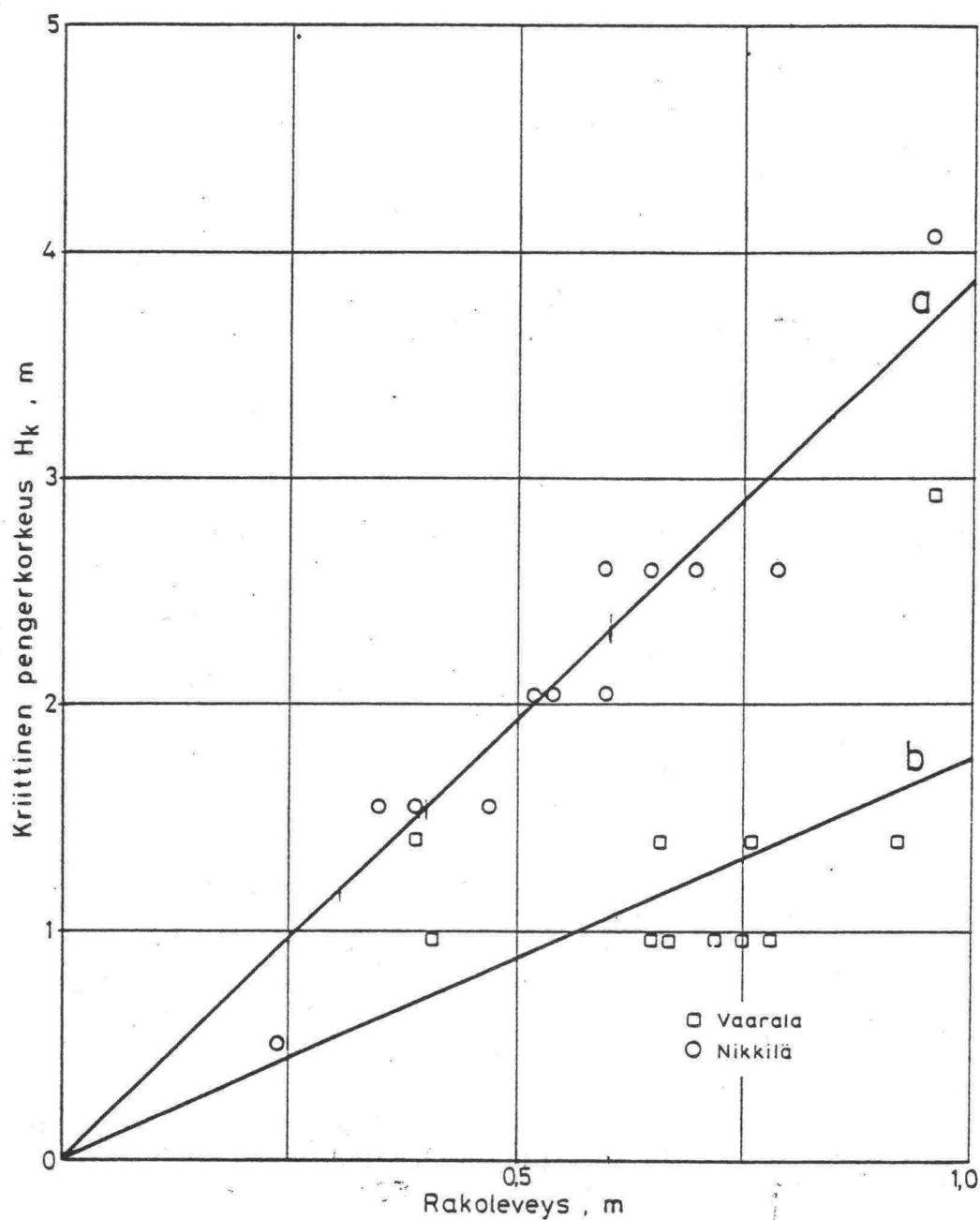


Kuva 5. Vaaralan koepenger. Maanpainemittausten tulokset penkereen poikkileikkauksessa pl 35,3. Tummennetut alueet esittävät kuormituskokeiden tuloksia (Jääskeläinen ja Rathmayer).

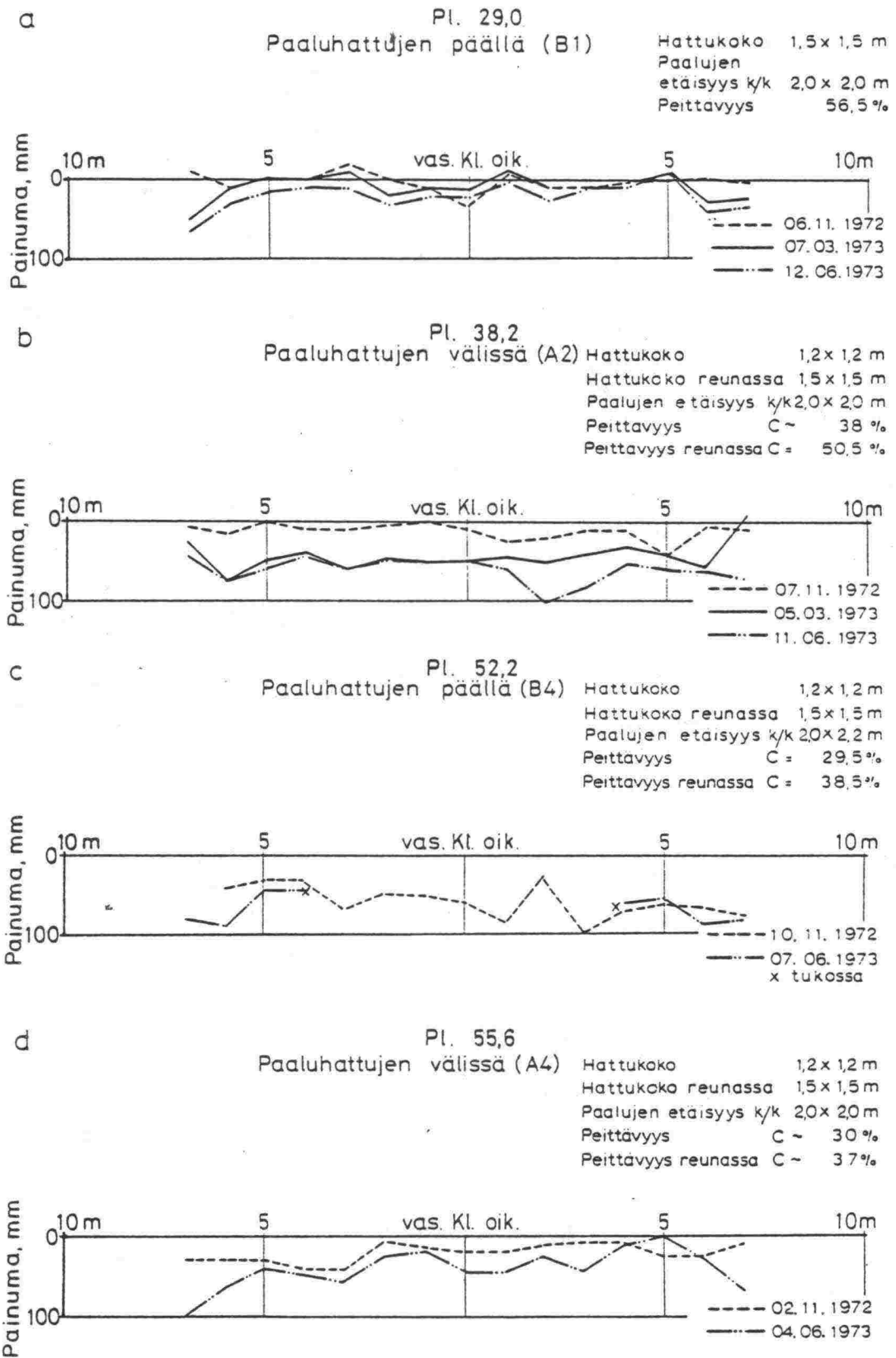




Kuva 6. Vaaralan koepenger. Suhteellinen kuormitusintensiteetti paaluhattujen välissä (Jääskeläinen ja Rathmayer).



Kuva 7. Kriittinen pengerkorkeus paaluhattujen rakoleveyden perusteella.  
a) Pengermateriaali soraa ja hiekkaa (Nikkilän koepenger).  
b) Pengermateriaali murskesoraa ja hiekkaa (Vaaralan koepenger). Jääskeläisen ja Rathmayerin mukaan.

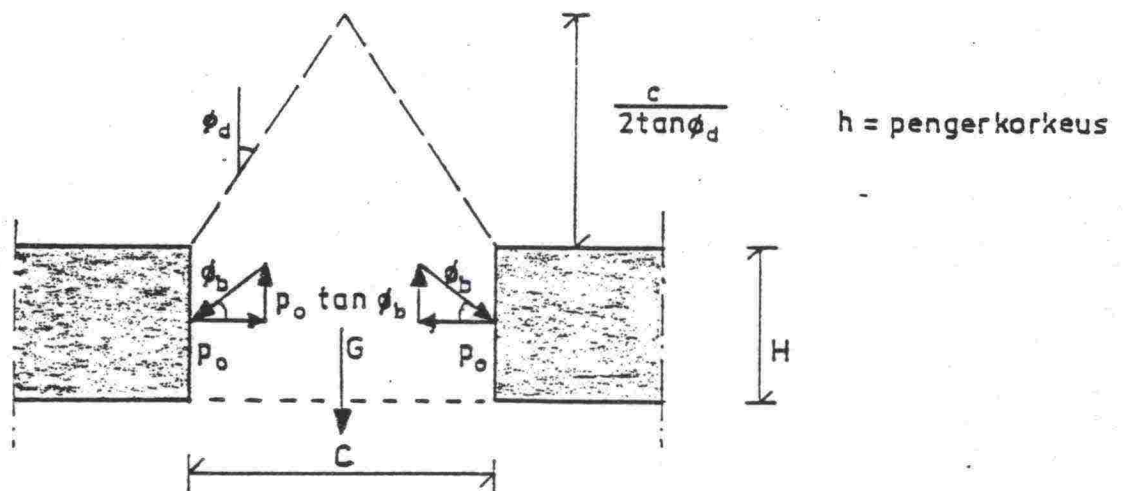


Kuva 8. Vaaralan koepenger. Painumat penkereen poikkileikkauksissa (Jääskeläinen ja Rathmayer).



# PAALUHATTUPENKEREEN VÄLIMAAKRITEERI

(Riippumaton liikennekuormasta)



$$G = CH \gamma_{mk} + \frac{C^2 \gamma_{mk}}{4 \tan \phi_d}$$

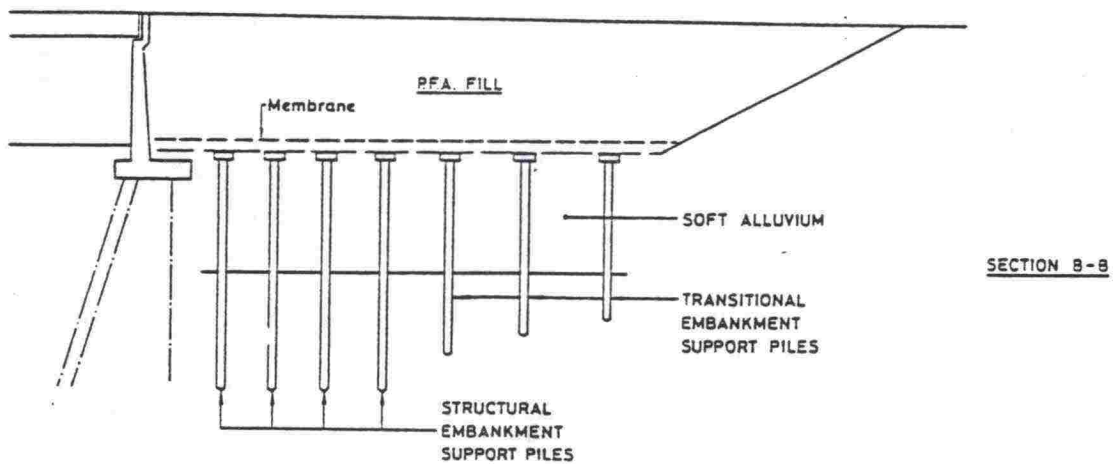
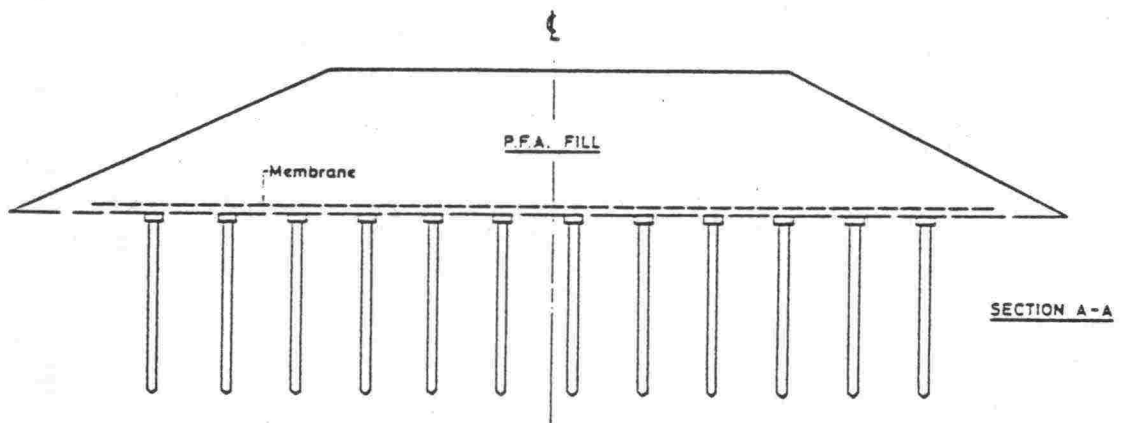
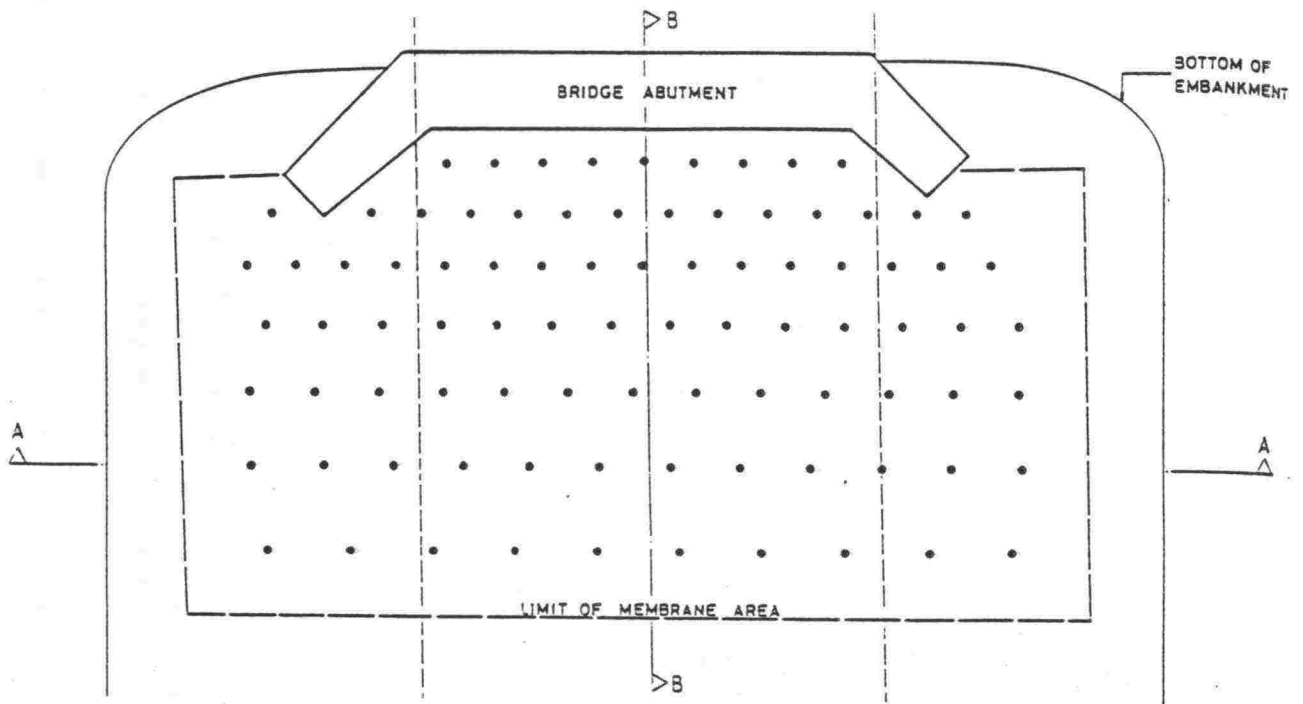
$$\tan \phi_b = \frac{2}{3} \cdot \tan \phi_d$$

$$p_o = h \cdot \gamma_{mk} (1 - \sin \phi_d)$$

$$K = 2 p_o \tan \phi_b = \frac{4}{3} h \cdot \gamma_{mk} \cdot \tan \phi_d (1 - \sin \phi_d)$$

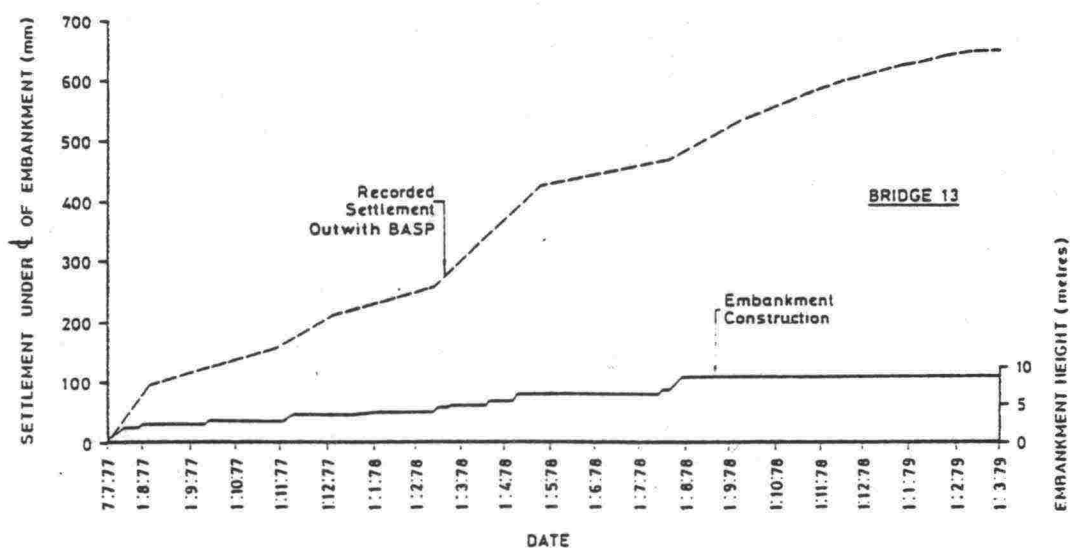
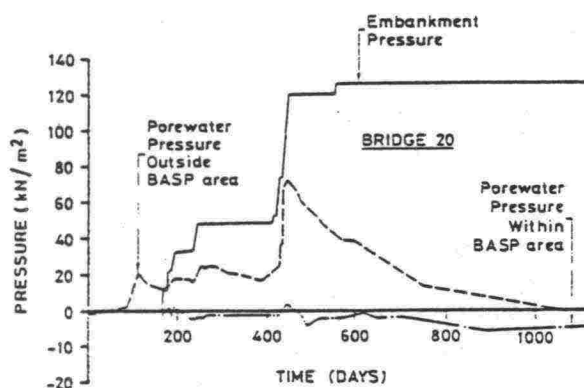
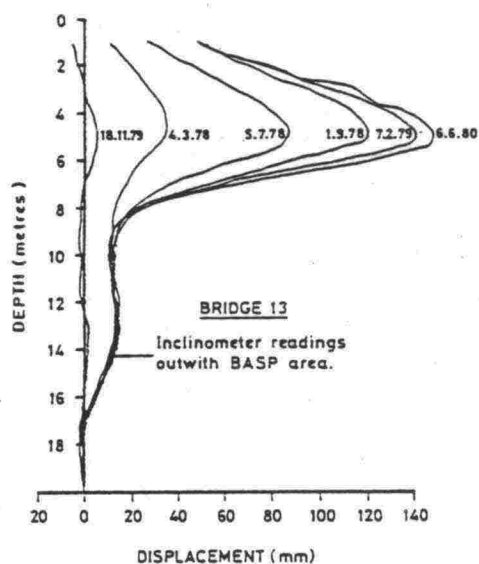
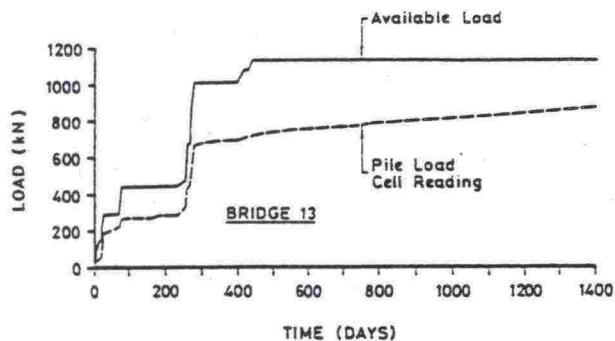
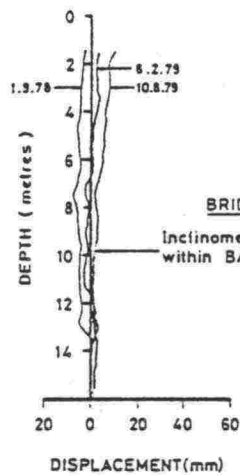
$$K \geq G$$

Kuva 9. Paaluhattupenkereen välimaaakriteeri (Nylund).



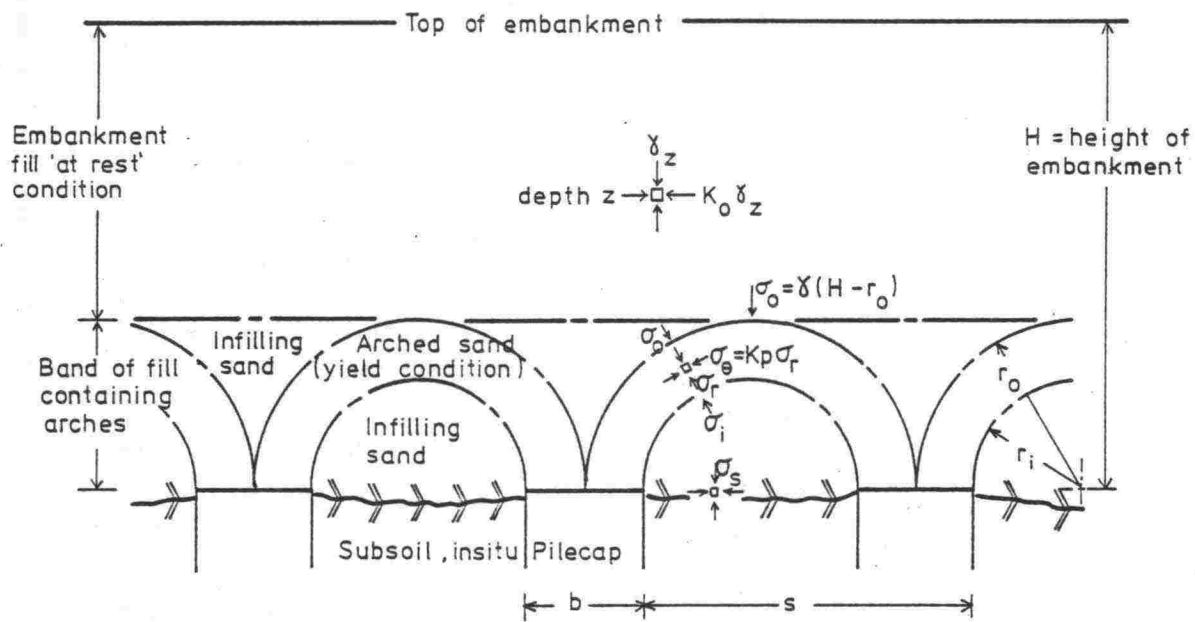
Details of BASP at Bridge 13

Kuva 10. BASP-menetelmä (Reid ja Buchanan).  
BASP = Bridge Approach Support Piling.

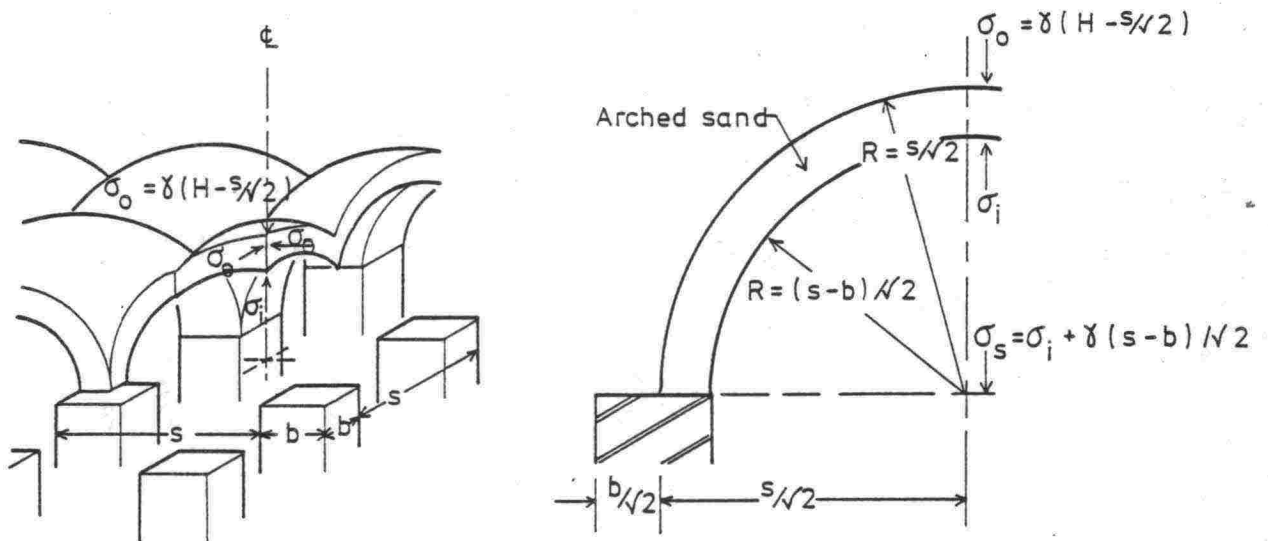
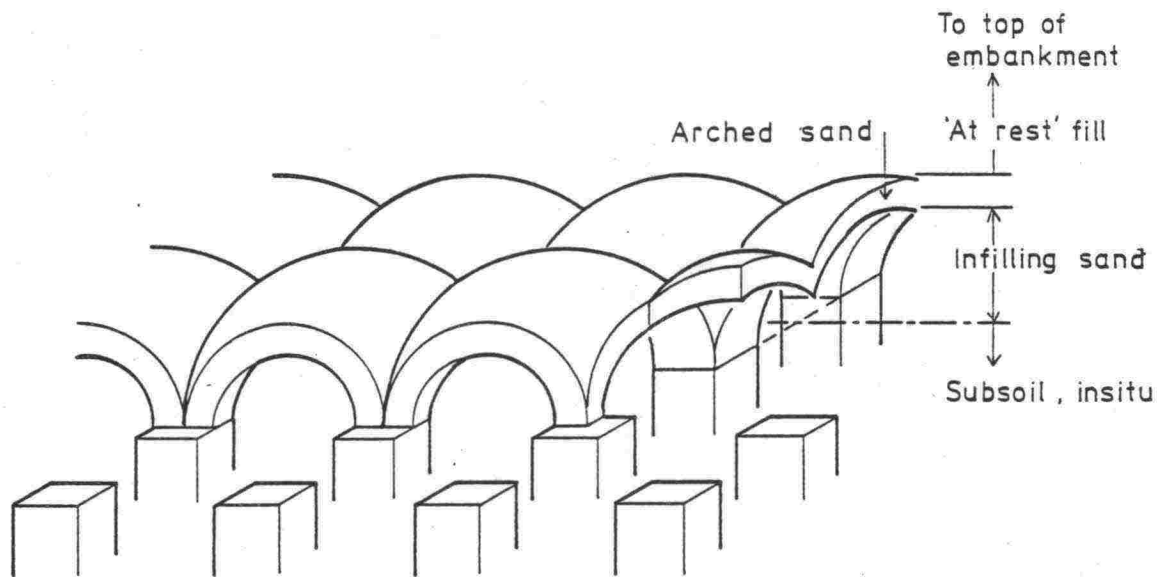


Kuva 11. Seurantamittaustuloksia BASP-alueilta (Reid ja Buchanan).





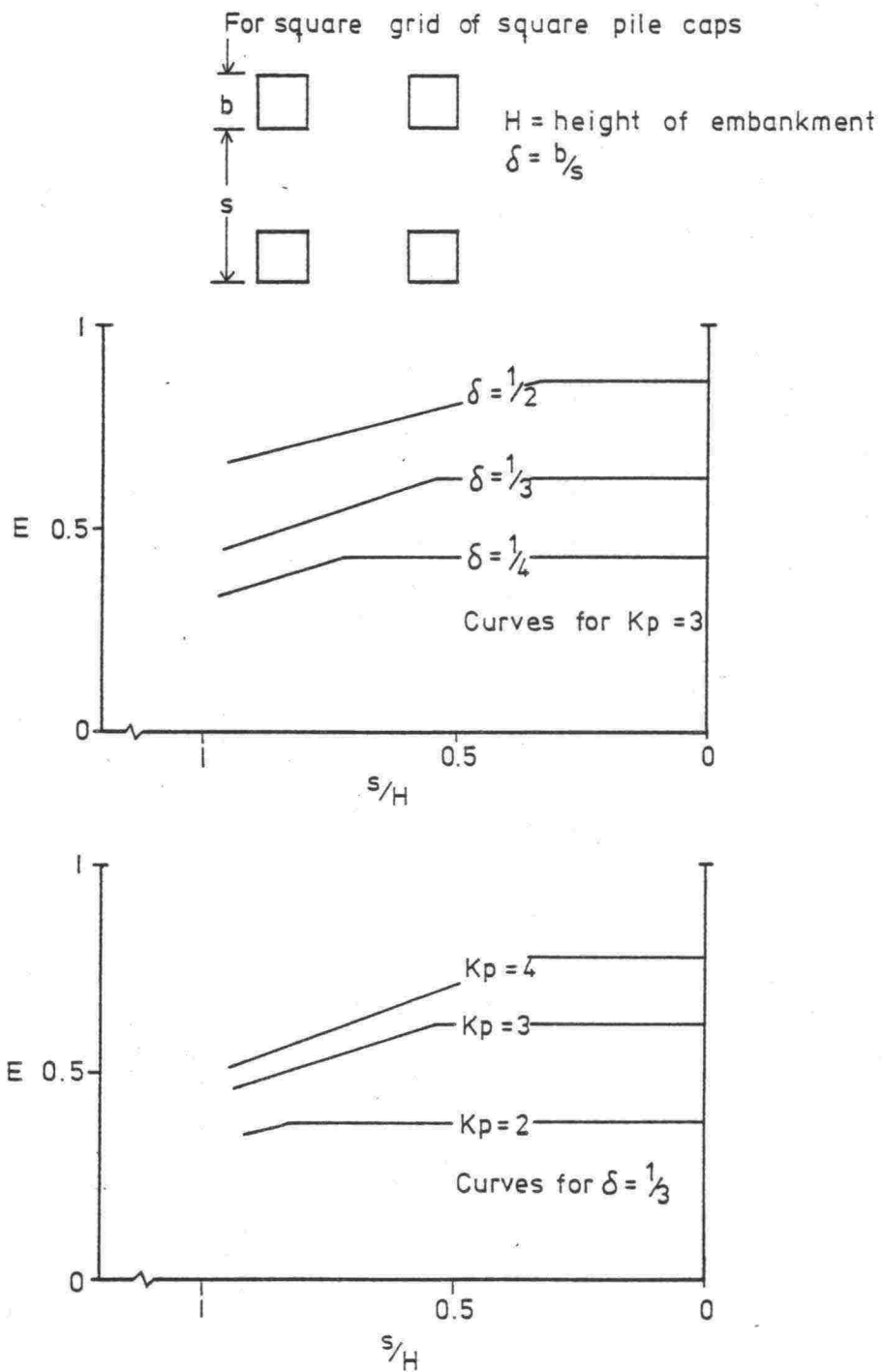
Kuva 12. Leikkauskuva pengerpaalutuksesta (Hewlett ja Randolph).



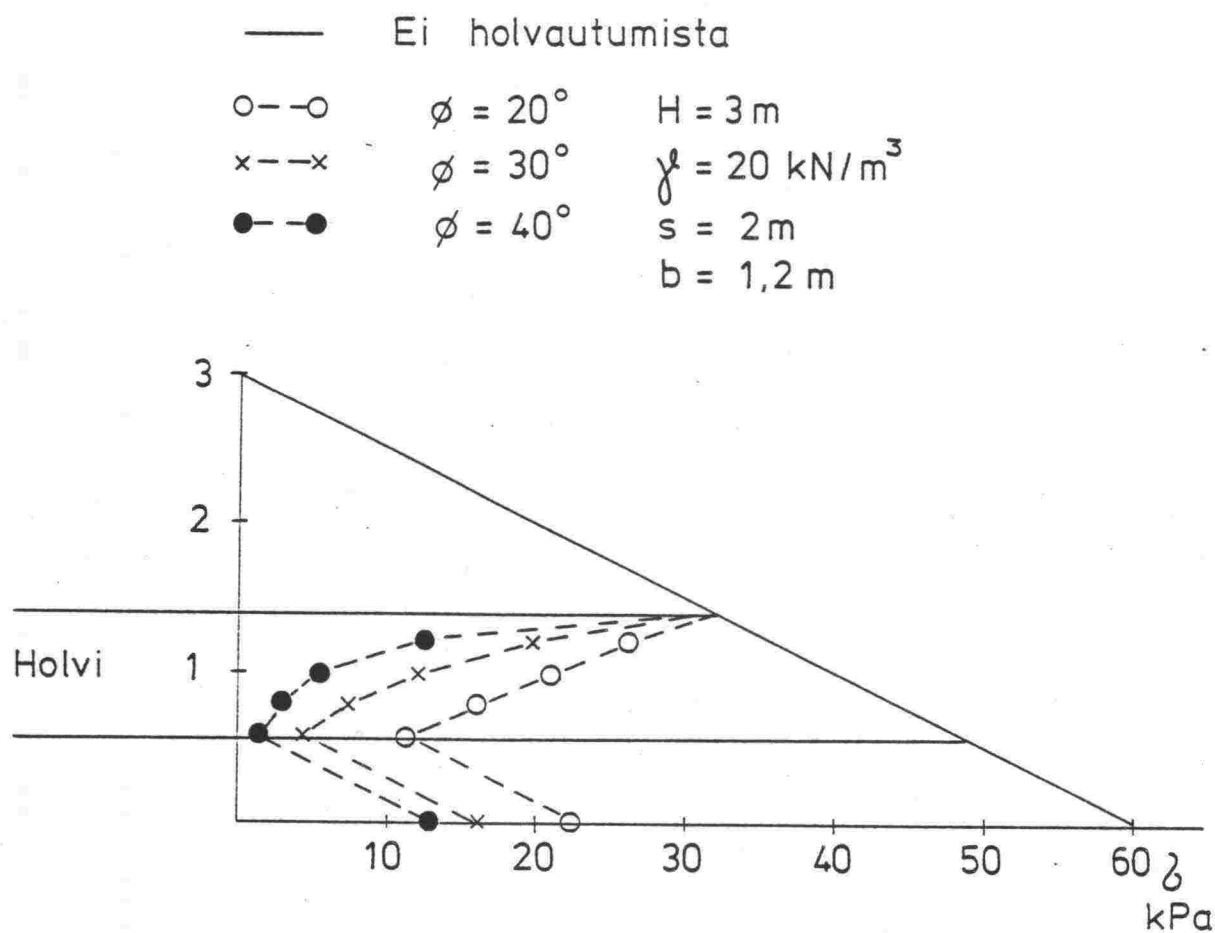
Kuva 13. Isometrinen kuva pengerpaalutuksesta kolme-  
ulotteisessa tapauksessa. Kaavojen yhteydessä  
käytetyt merkinnät (Hewlett ja Randolph).



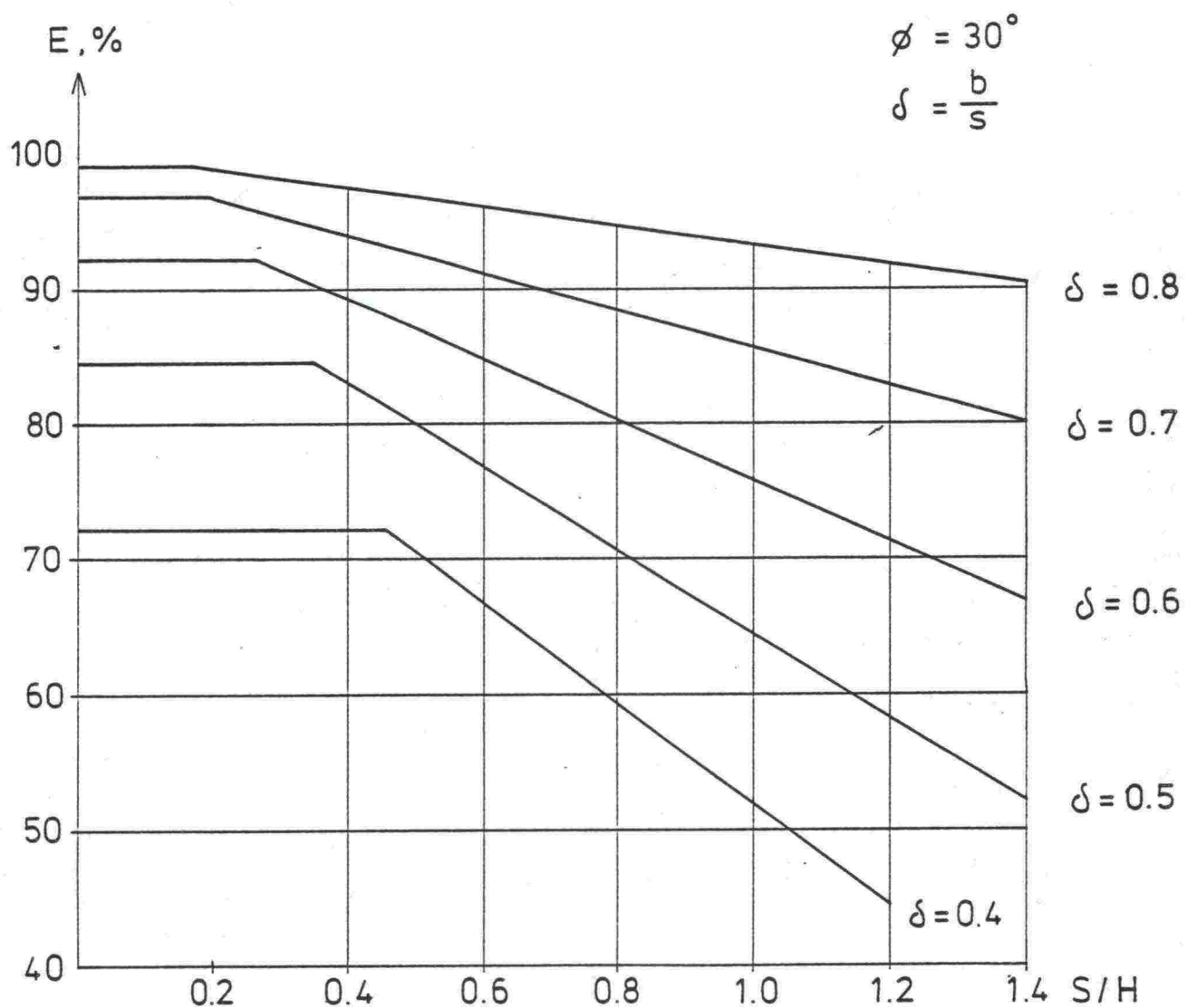




Kuva 15. Nomogrammit tehokkuuden arvioimiseksi (Hewlett ja Randolph).

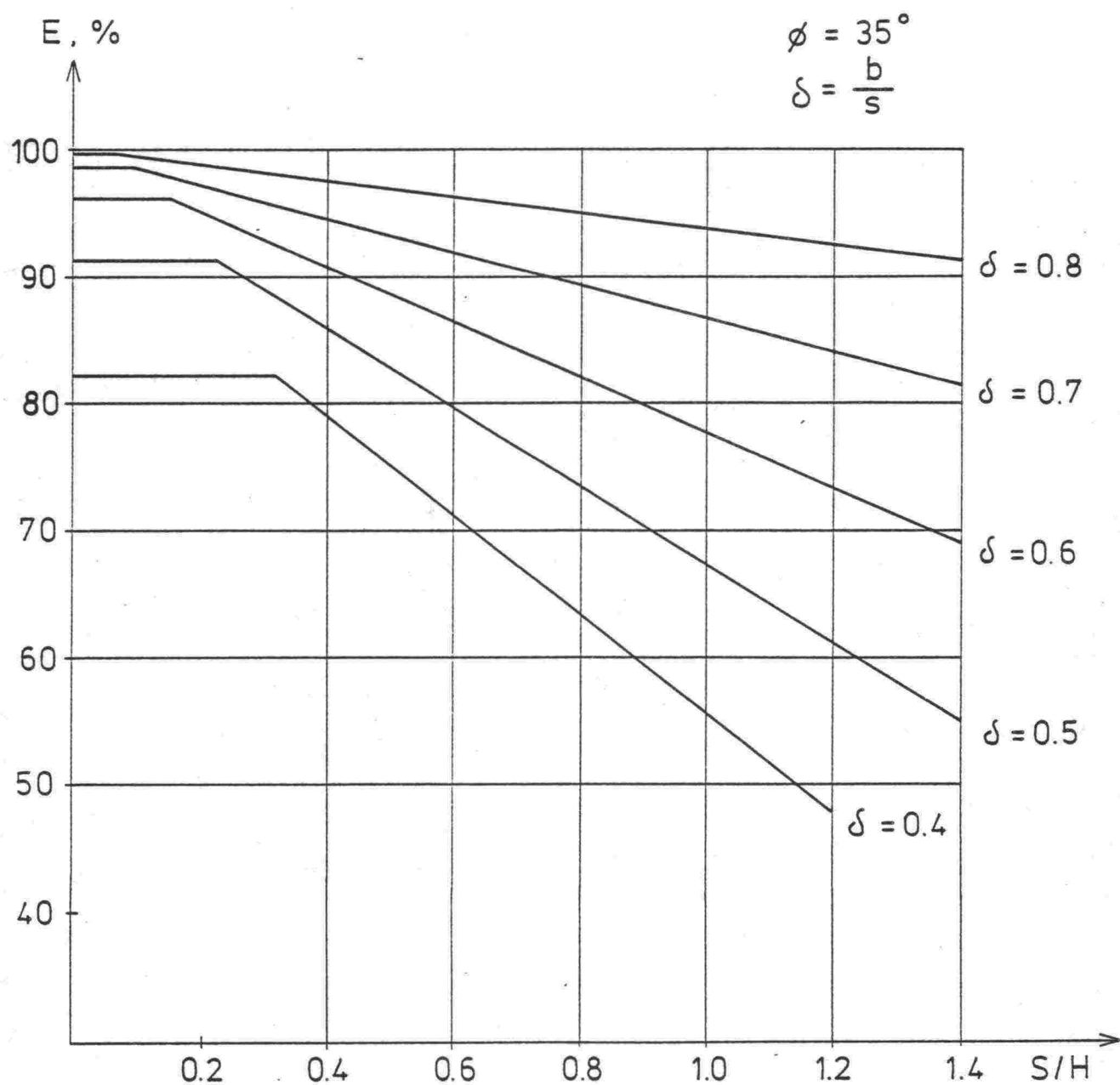


Kuva 16. Holvautumisen vaikutus pystyjännityksiin kolmeulotteisessa tapauksessa Hewlettin mallilla.

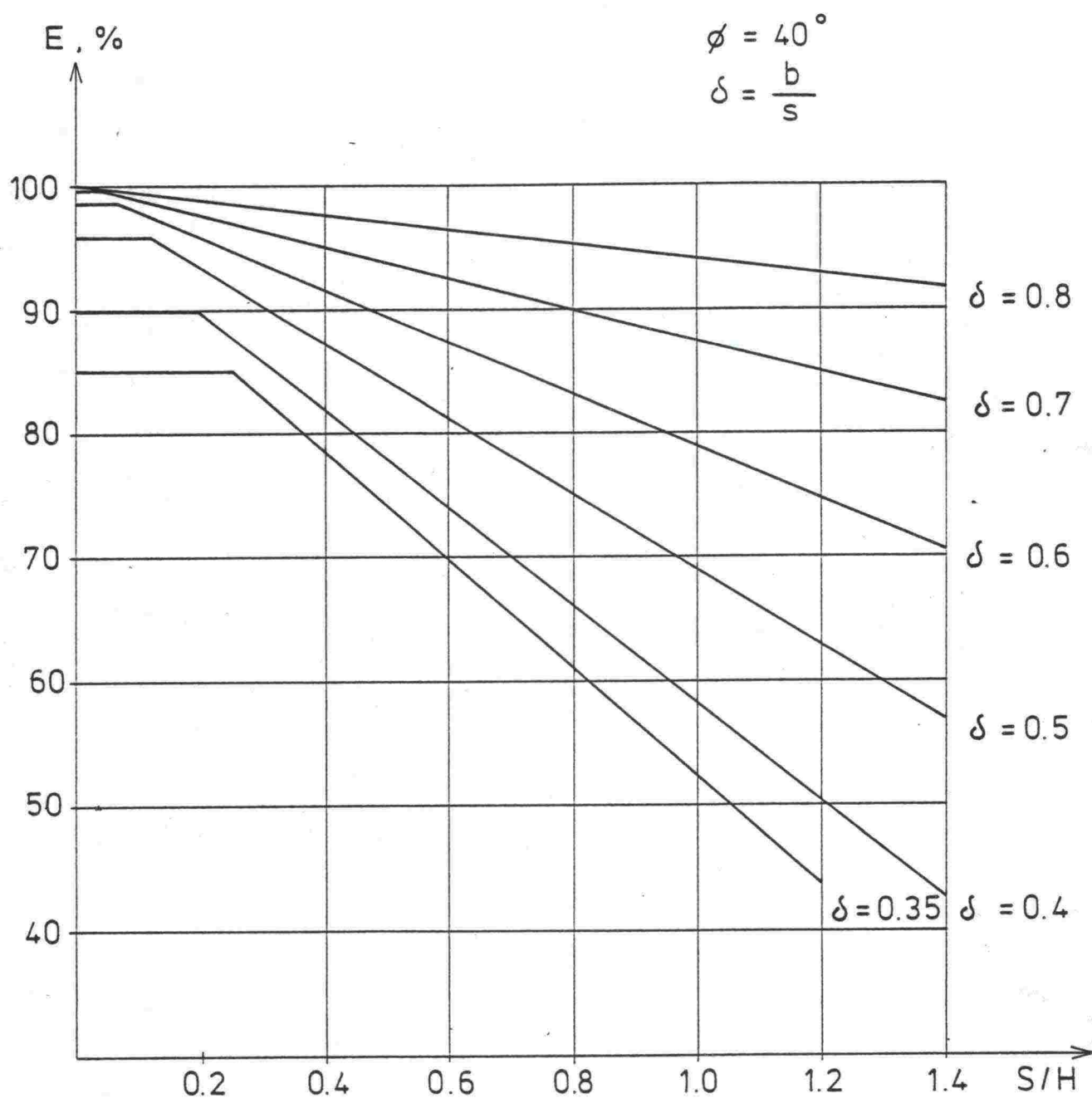


Kuva 17. Nomogrammi tehokkuuden E määrittämiseksi Hewlettin mallilla. Penger materiaalin kitkakulma on 30 astetta.





Kuva 18. Nomogrammi tehokkuuden E määrittämiseksi Hewlettin mallilla. Penger materiaalin kitkakulma on 35 astetta.



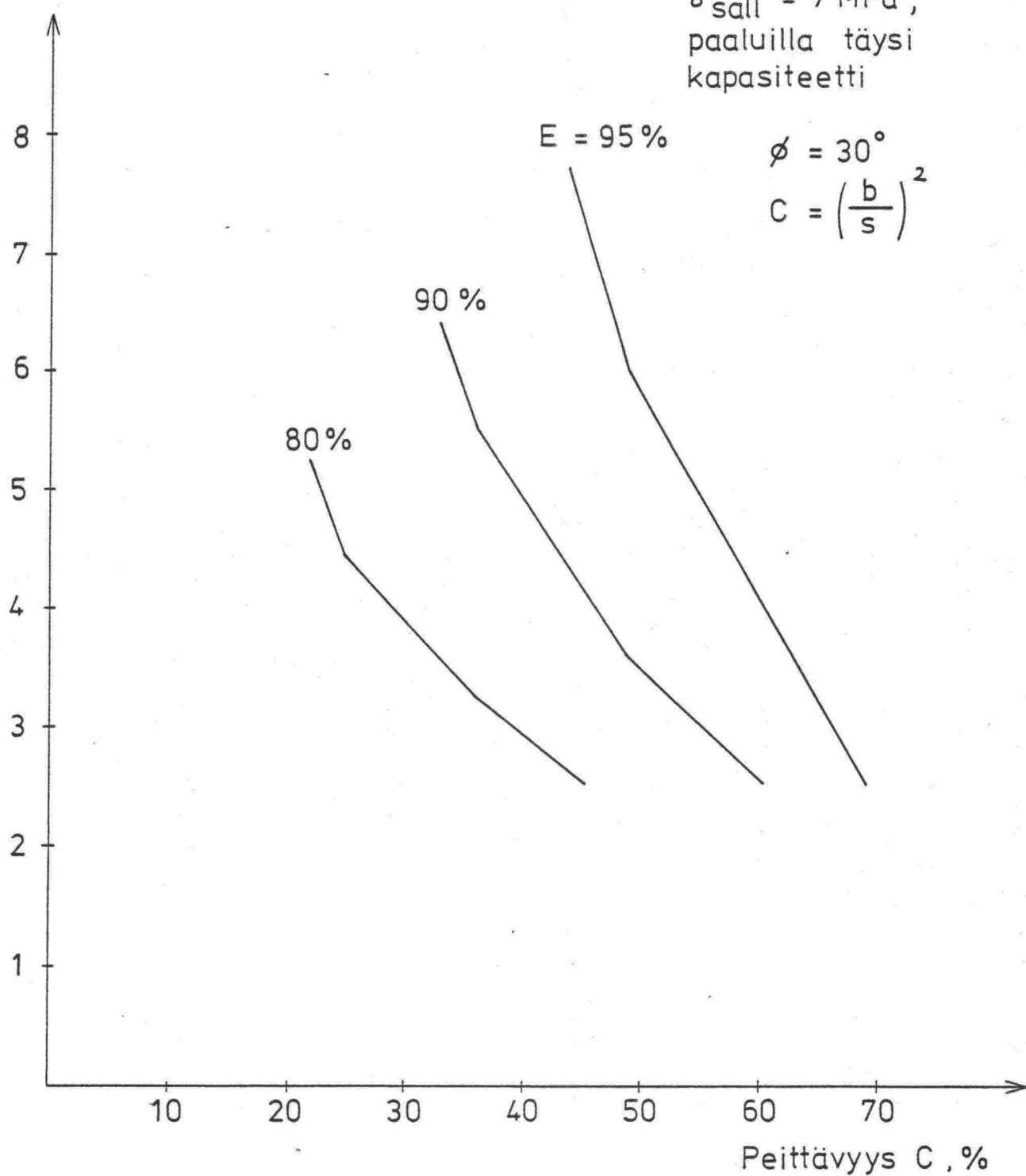
Kuva 19. Nomogrammi tehokkuuden E määrittämiseksi Hewlettin mallilla. Penger materiaalin kitkakulma on 40 astetta.

Pengerkorkeus  
H, m

25 × 25 cm<sup>2</sup> tb-paalut

$\lambda_{sall} = 7 \text{ MPa}$ ,  
paaluilla täysi  
kapasiteetti

$$\phi = 30^\circ$$
$$C = \left(\frac{b}{s}\right)^2$$



Kuva 20. Pengerkorkeuden, peittävyys ja tehokkuuden välinen riippuvuus kitkakulmalla 30 astetta.



Pengerkorkeus

H, m

25×25 cm<sup>2</sup> tb - paalut  
 $\delta_{sall} = 7 \text{ MPa}$ , paaluilla  
täysi kapasiteetti

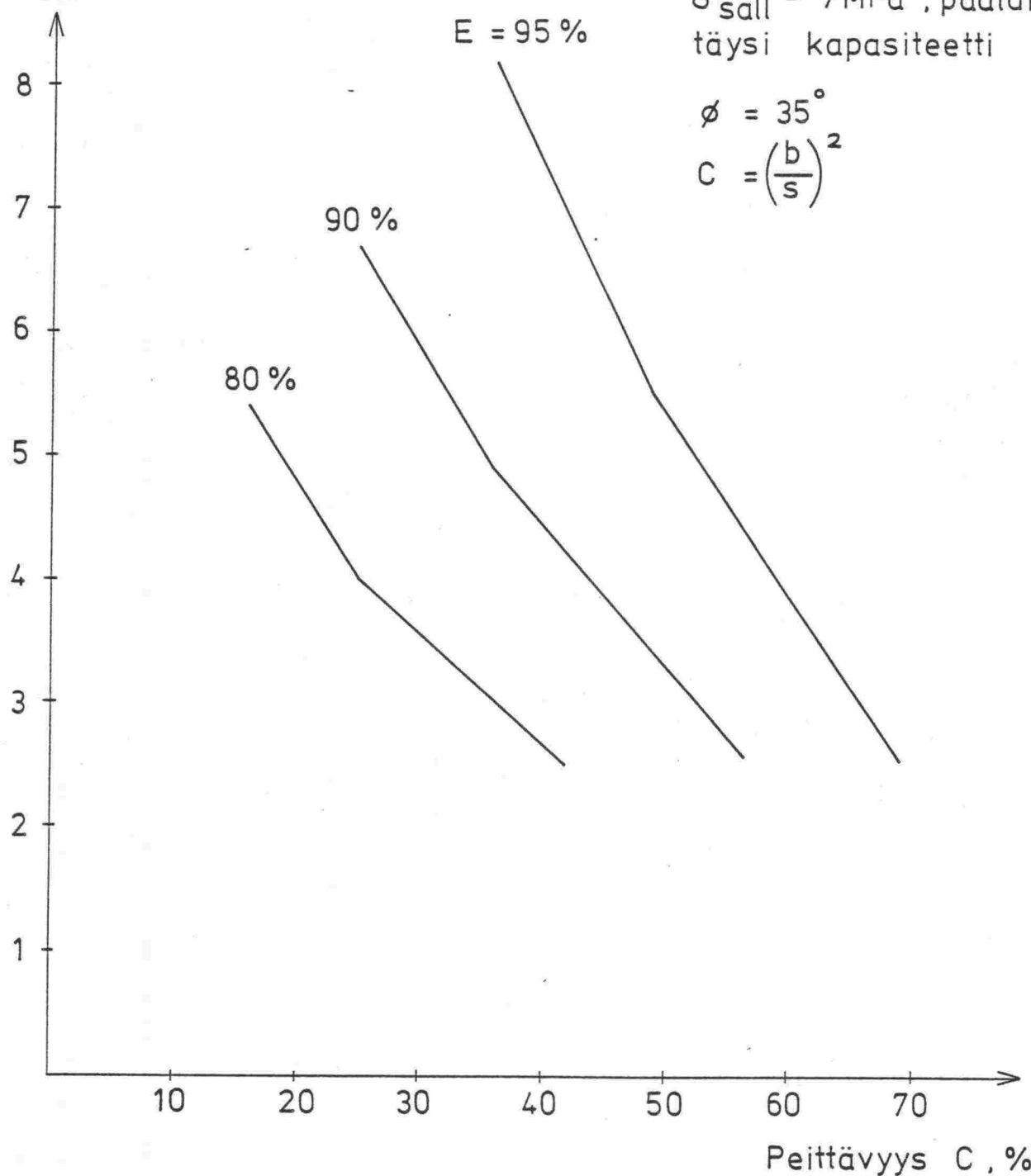
$$\phi = 35^\circ$$

$$C = \left(\frac{b}{s}\right)^2$$

E = 95 %

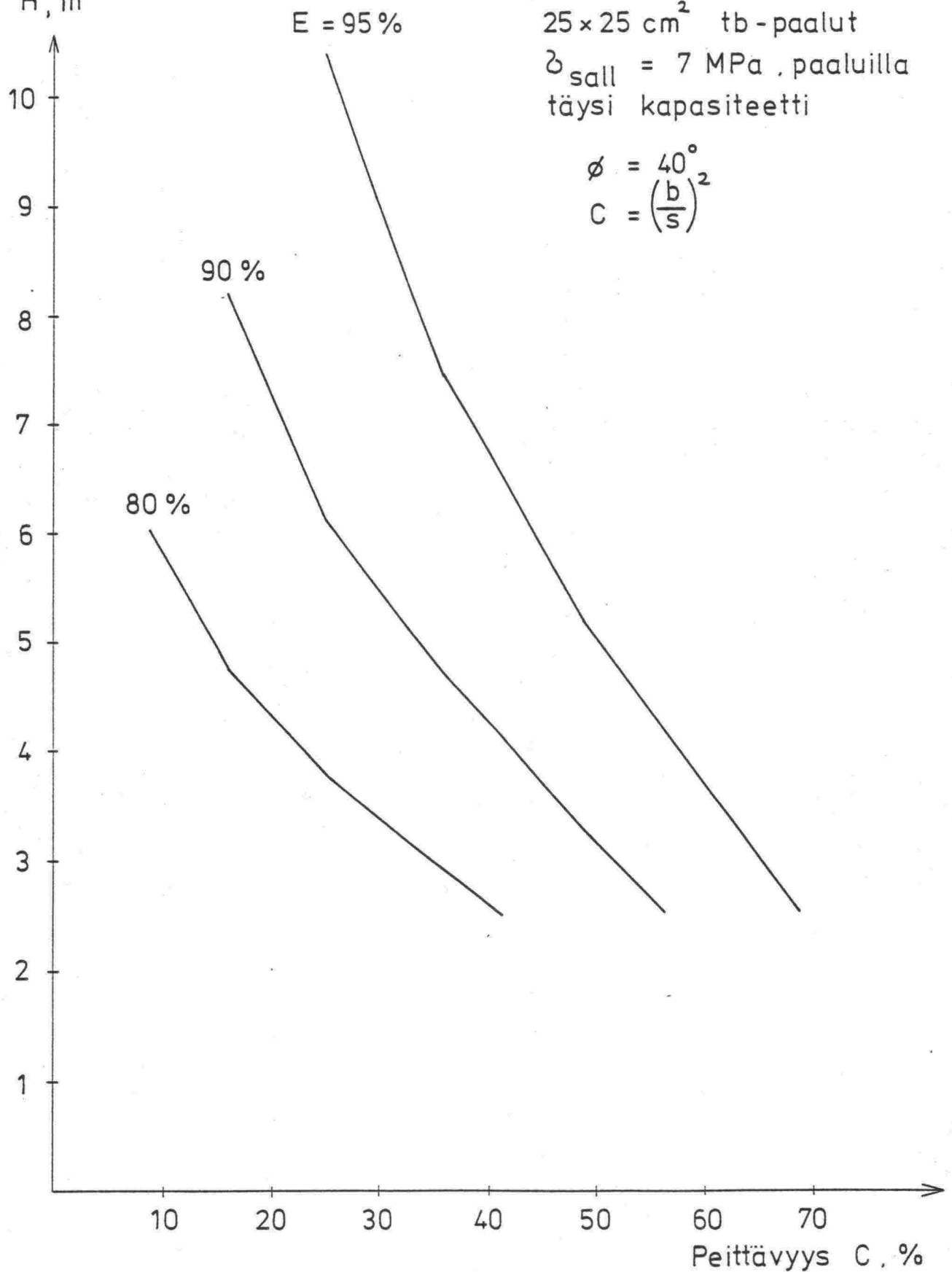
90 %

80 %

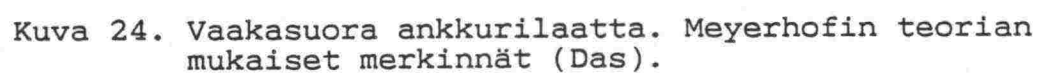
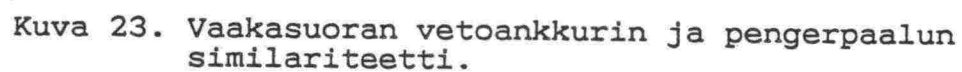


Kuva 21. Pengerkorkeuden, peittävyys ja tehokkuuden välinen riippuvuus kitkakulmalla 35 astetta.

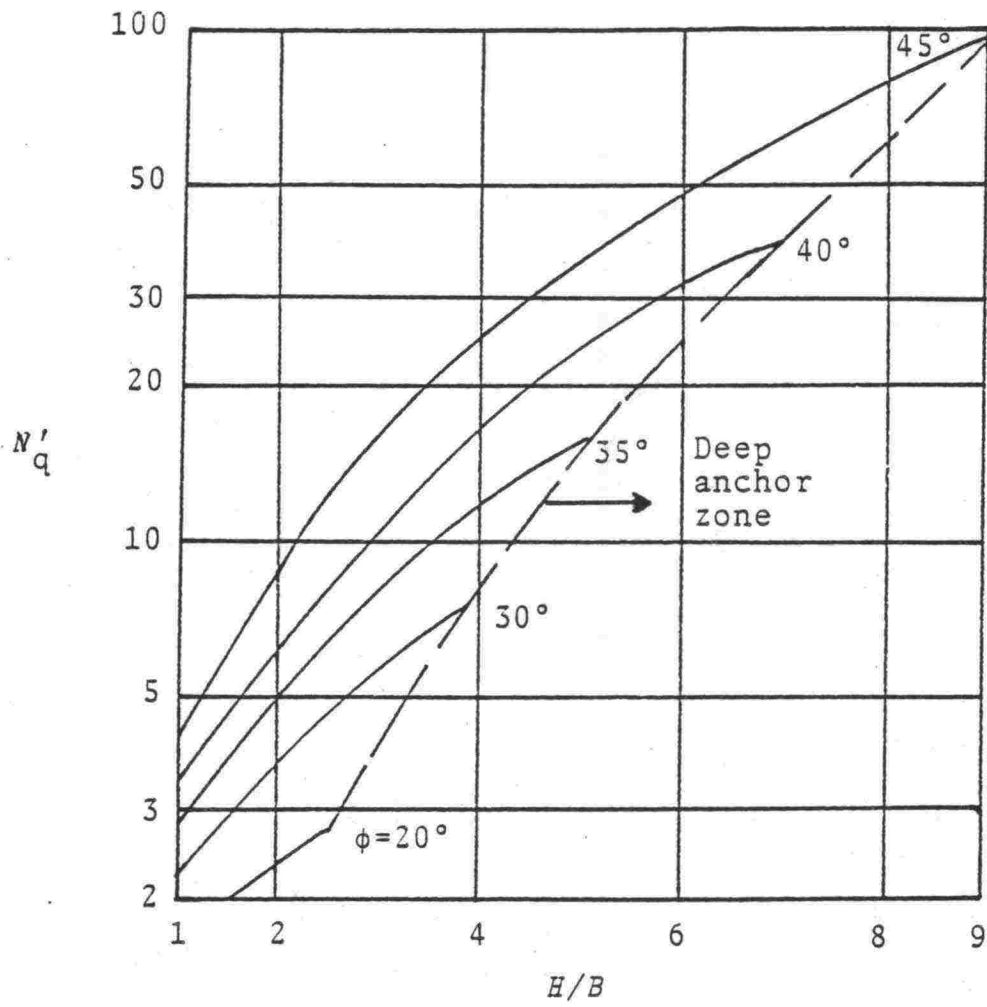
Pengerkorkeus  
H, m



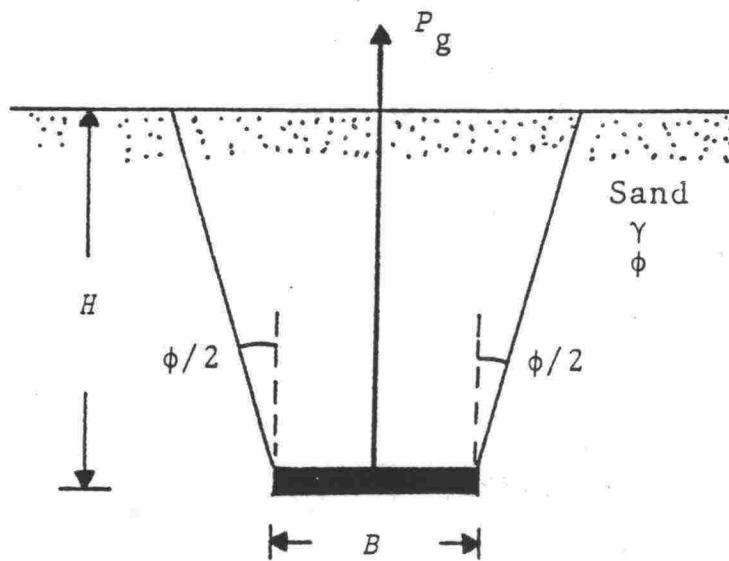
Kuva 22. Pengerkorkeuden, peittävyys ja tehokuden välinen riippuvuus kitkakulmalla 40 astetta.



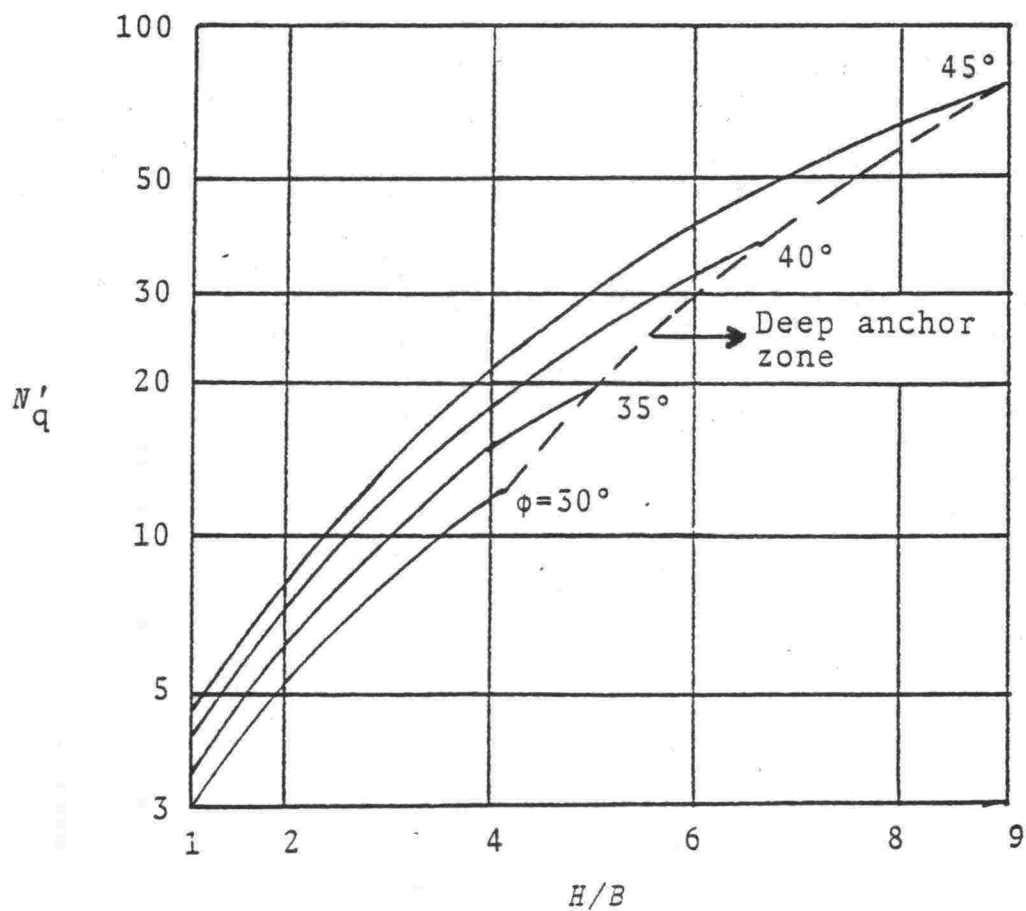




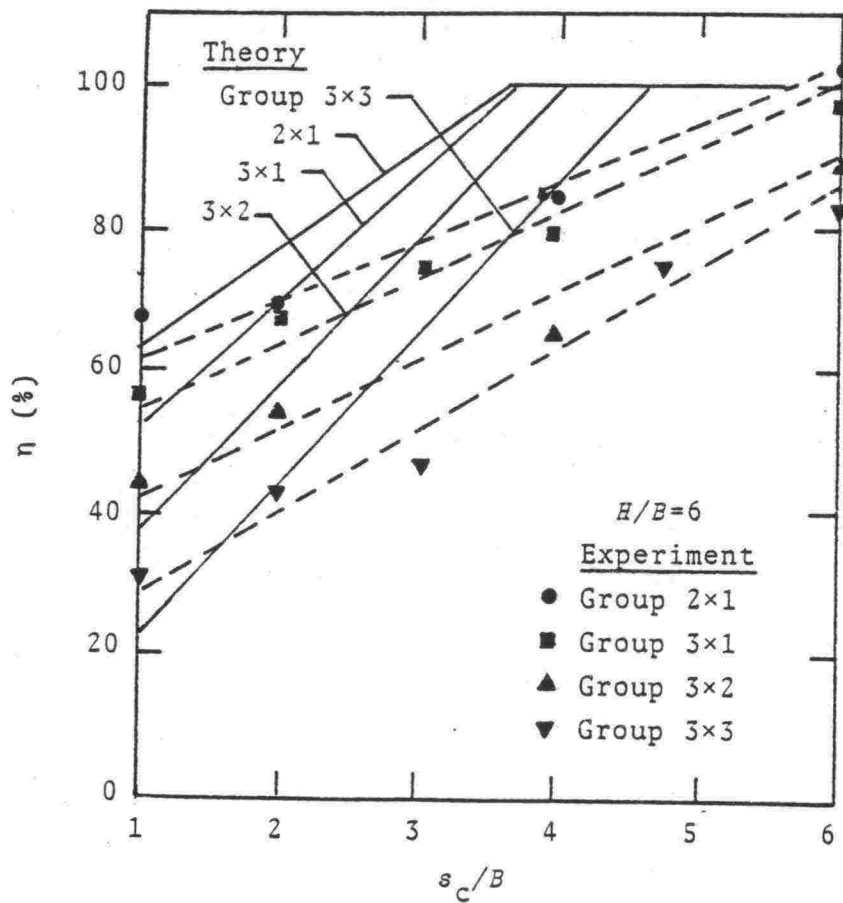
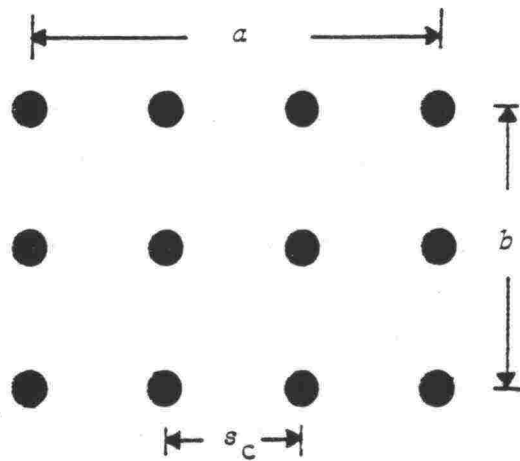
Kuva 25. Meyerhofin teorian mukainen kantavuuskerroin Dasin mukaan.



Kuva 26. Veesaartin ja Clemensen teoriaan liittyvät merkinnät.

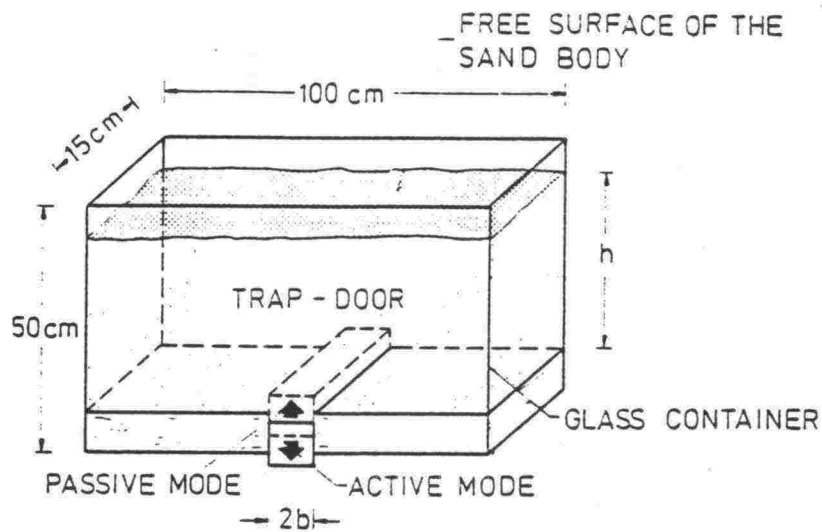


Kuva 27. Veesaartin ja Clemensen teorian mukainen kantavuuskerroin Dasin mukaan.

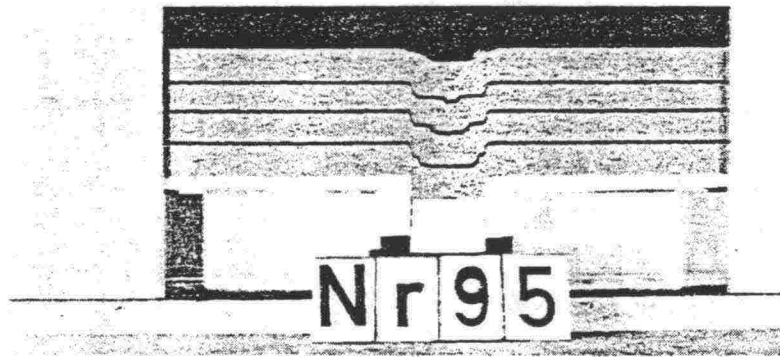


Kuva 28. Esimerkki ryhmätehokkuudesta Dasin mukaan.

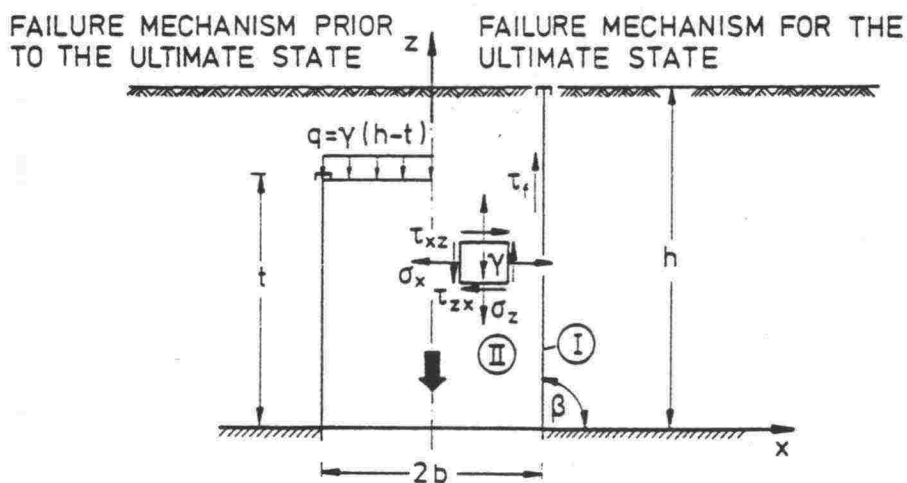




Kuva 29. Ansamalli, pienoismallikokeen järjestelyt (Vardoulakis, Graf ja Gudehus).

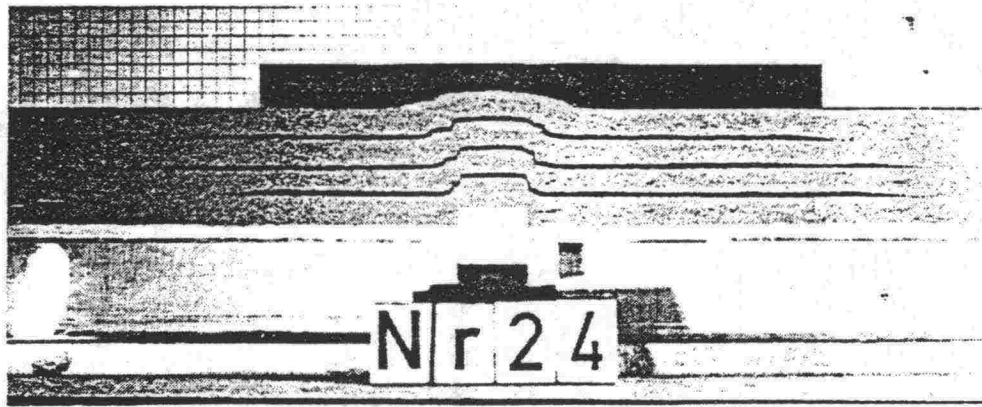


Active mode, after large trap-door displacements

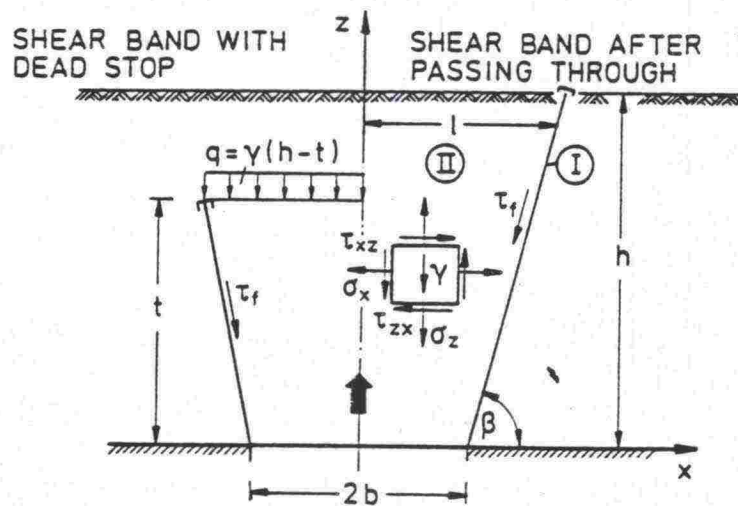


Idealized failure mechanisms for the active mode

Kuva 30. Ansamallin aktiivimuoto. Pienomallikokeella havaittu murtomekanismi, idealisoitu murtomekanismi (Vardoulakis, Graf ja Gudehus).

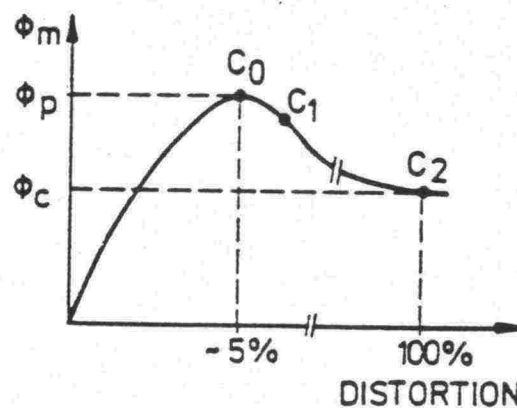


Passive mode after large trap-door displacements

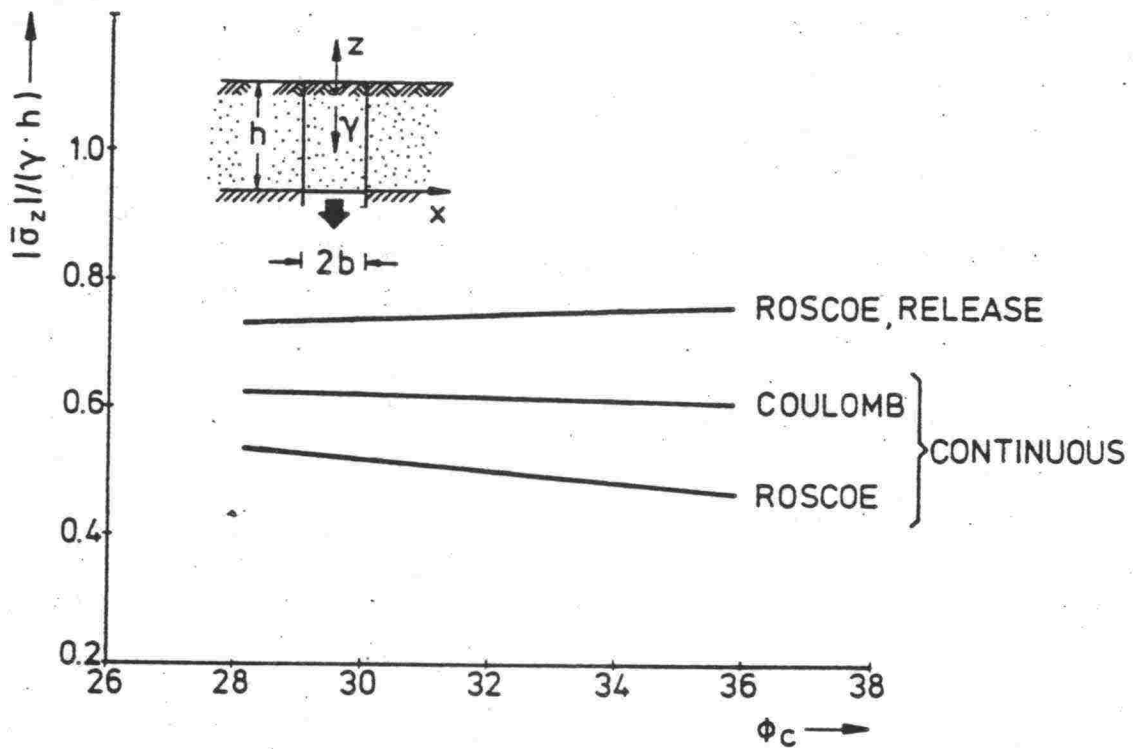


Idealized failure mechanisms for the passive mode

Kuva 31. Ansamallin passiivimuoto. Pienoimallikokeella havaittu murtomekanismi, idealisoitu murto-mekanismi (Vardoulakis, Graf ja Gudehus).



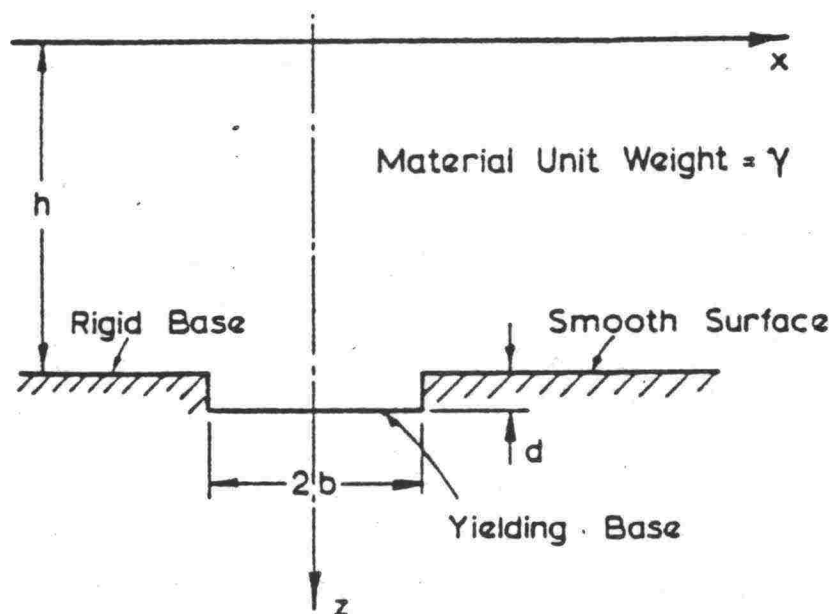
Kuva 32. Malli kitkakulman mobilisoitumiseksi liukupinnalla (Vardoulakis, Graf ja Gudehus).



Dimensionless trap-door forces for the active mode:  $h/b = 3$ ;  $h/t = 1$ ;  $\kappa = 1$ ;  $\beta = 90^\circ$

Kuva 33. Keskimääräisen dimensiottoman pystyjännityksen kehittyminen eri kriittisillä kitkakulmilla. Esimerkki Vardoulakis, Graf ja Gudehusin kinemaattisella ansamallilla suoritetusta ratkaisusta. Coulombin ja Roscoen jatkuvat murtumismallit ovat ainoastaan mielekkäitä.

a)



b)

$$\sigma_x = -\frac{d}{2\beta\pi} \left[ \frac{x+b}{(x+b)^2 + \bar{z}^2} - \frac{x-b}{(x-b)^2 + \bar{z}^2} \right. \\ \left. - \frac{2(x+b)\bar{z}^2}{\{(x+b)^2 + \bar{z}^2\}^2} + \frac{2(x-b)\bar{z}^2}{\{(x-b)^2 + \bar{z}^2\}^2} \right] \\ + \frac{z\gamma}{1-\nu}$$

$$\sigma_z = \frac{d}{2\beta\pi} \left[ -\frac{(x+b)}{(x+b)^2 + \bar{z}^2} + \frac{x-b}{(x-b)^2 + \bar{z}^2} \right. \\ \left. - \frac{2(x+b)\bar{z}^2}{\{(x+b)^2 + \bar{z}^2\}^2} + \frac{2(x-b)\bar{z}^2}{\{(x-b)^2 + \bar{z}^2\}^2} \right] + \gamma z$$

$$\tau_{xz} = \frac{\bar{z}d}{2\beta\pi} \left[ \frac{\bar{z}^2 - (x+b)^2}{\{(x-b)^2 + \bar{z}^2\}^2} - \frac{\bar{z}^2 - (x-b)^2}{\{(x+b)^2 + \bar{z}^2\}^2} \right]$$

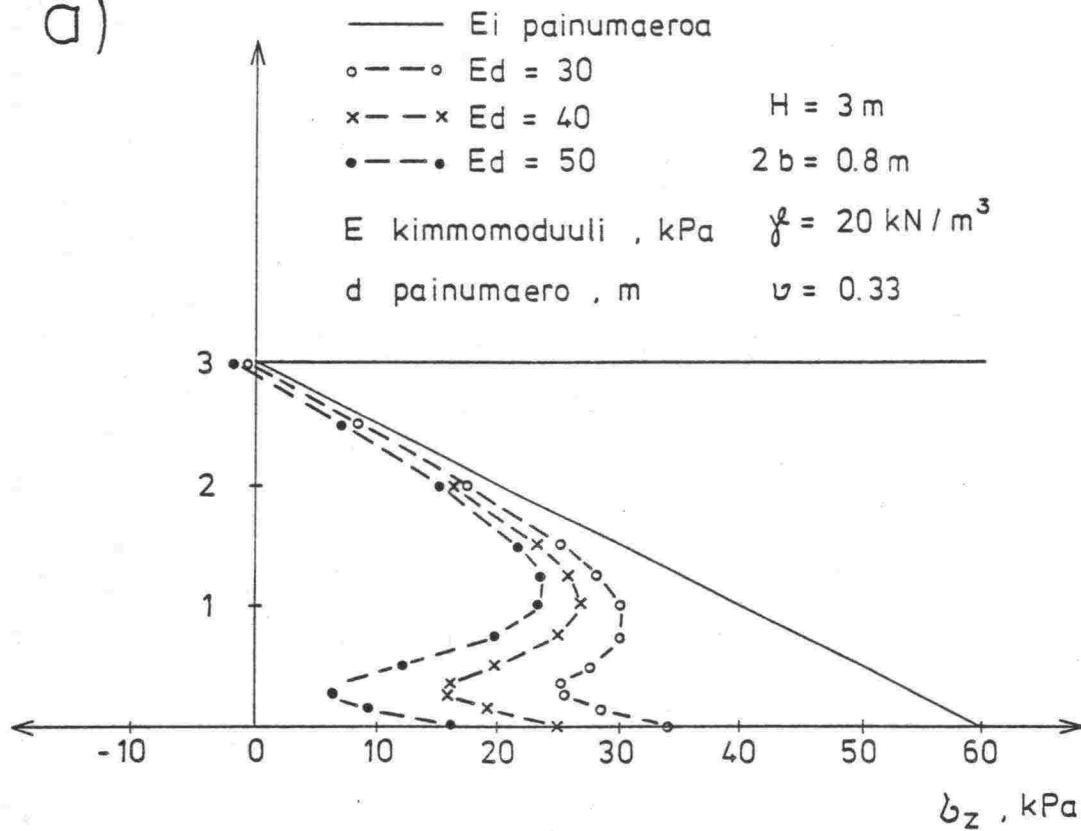
where  $\bar{z} = h-z$

$$\beta = \frac{1-\nu^2}{E}$$

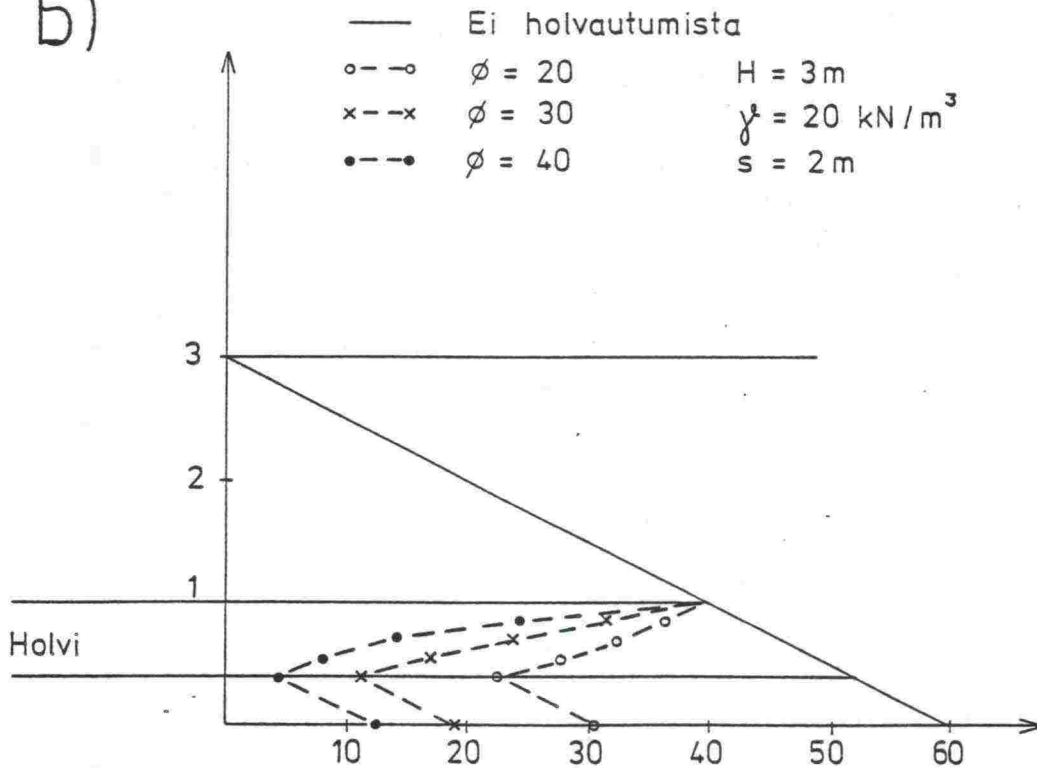
Kuva 34. Ansamallin aktiivimuodon kimmoisen ratkaisu Finnin mukaan. a) Merkinnot, b) jännityskomponenttien lausekkeet tasomuodonmuutostilassa (Poulos ja Davis).



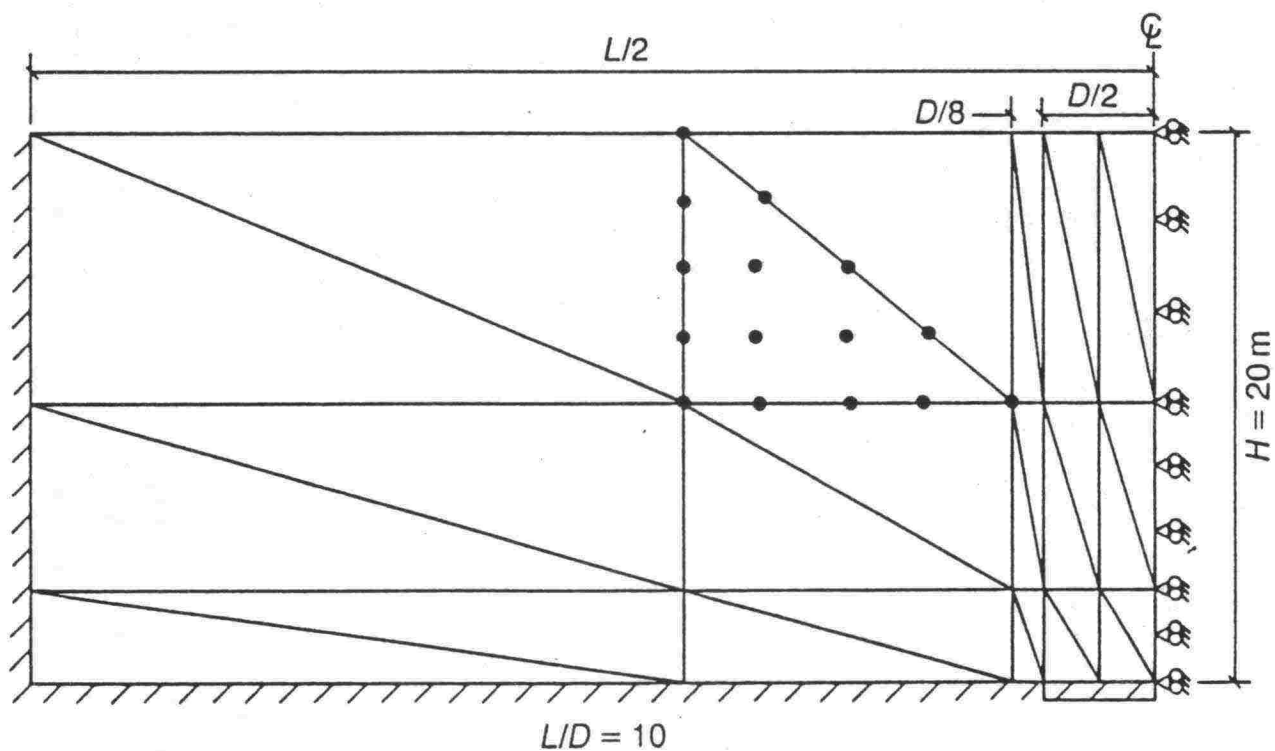
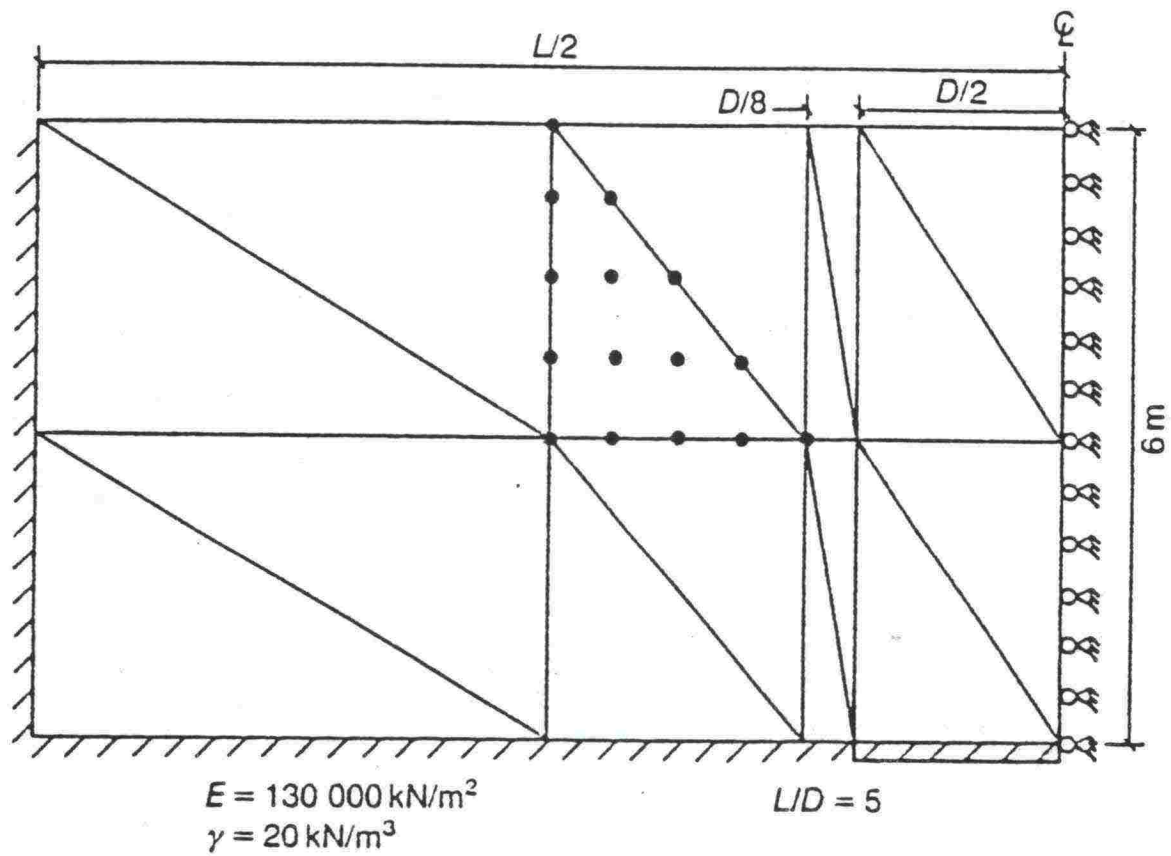
a)



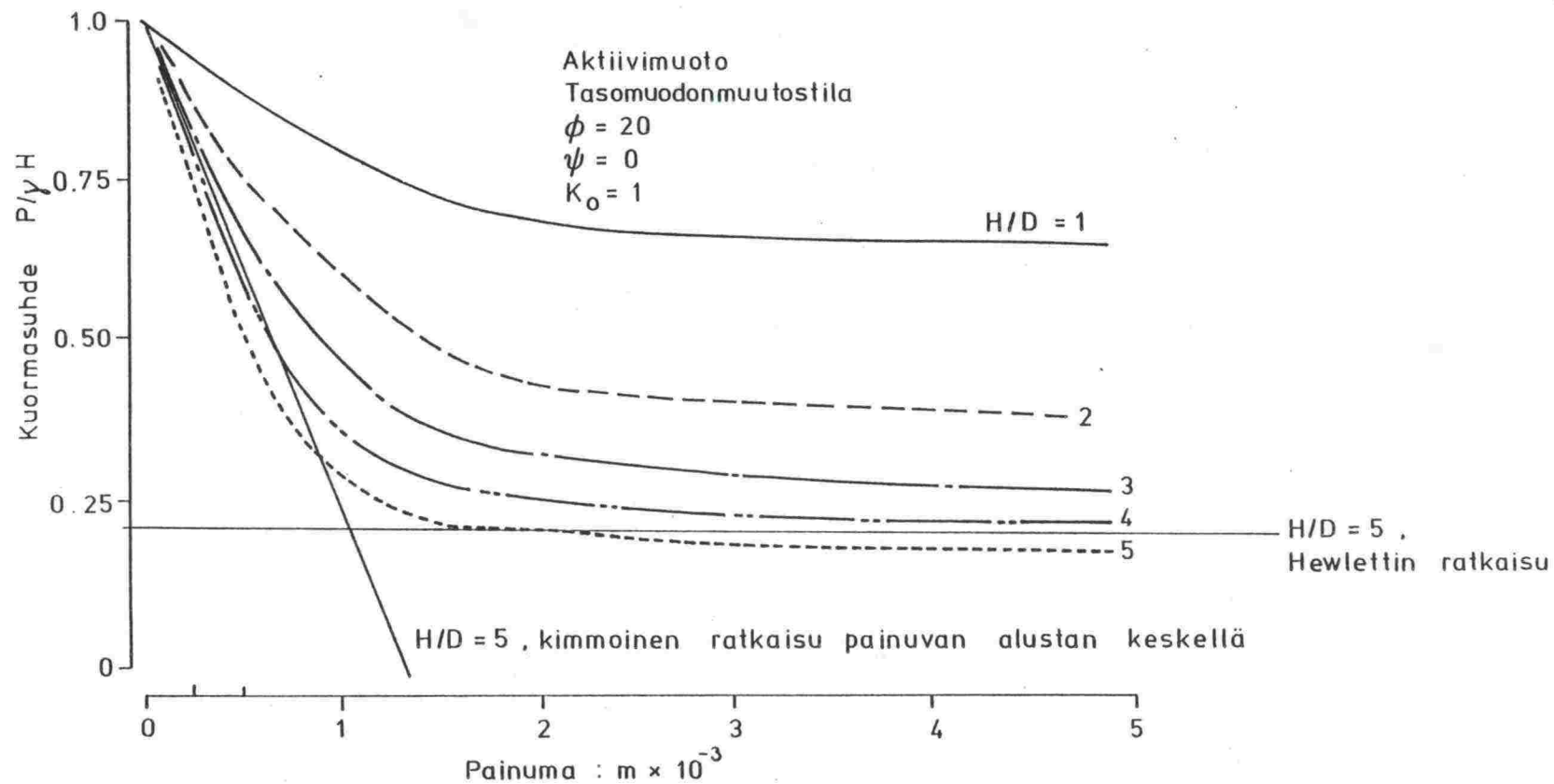
b)



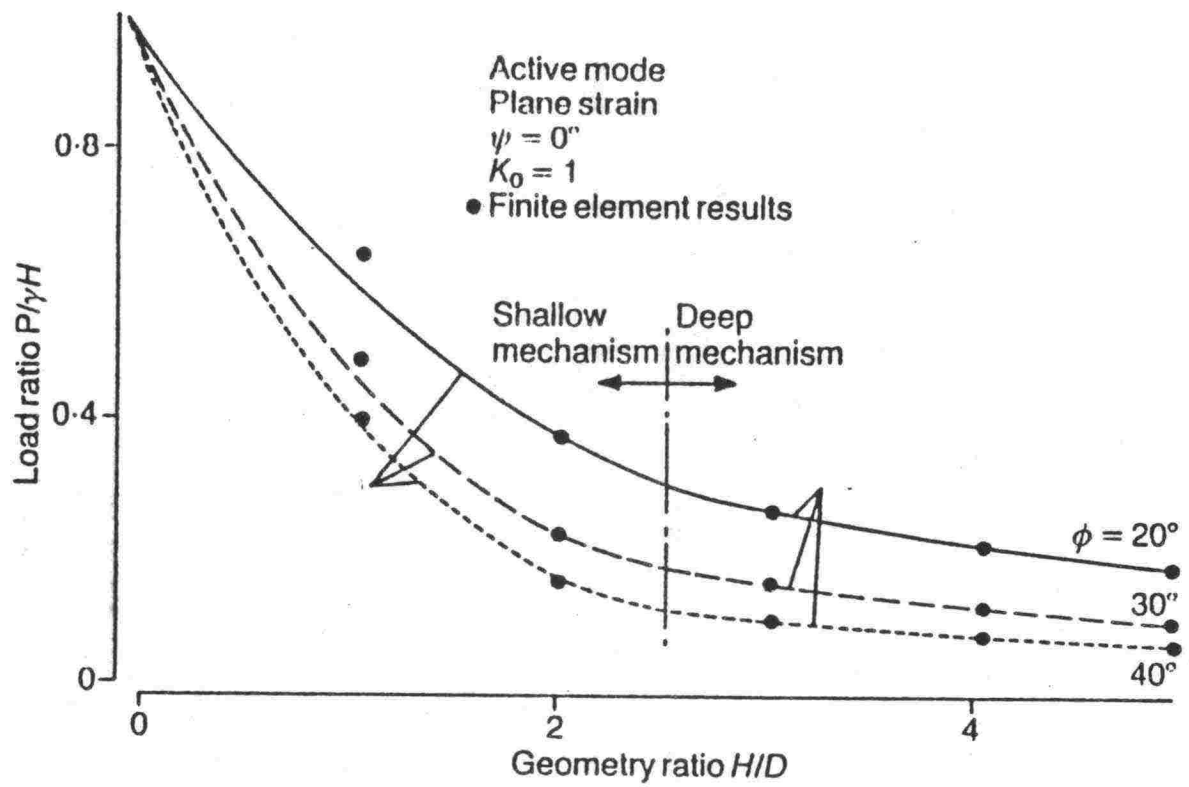
Kuva 35. Pystyjännityksen jakautuminen symmetria-akselilla, ansamallin aktiivimuoto tasomuodonmuutos-tilassa. a) Kimmoteorian mukaan, b) Hewlettin mallin mukaan.



Kuva 36. Ansamallin numeerisessa ratkaisussa käytetty elementtiverkko. a) Laskelmissa käytetty harva verkko, b) tarkistuksessa käytetty tiheä verkko (Koutsabeloulis ja Griffiths).



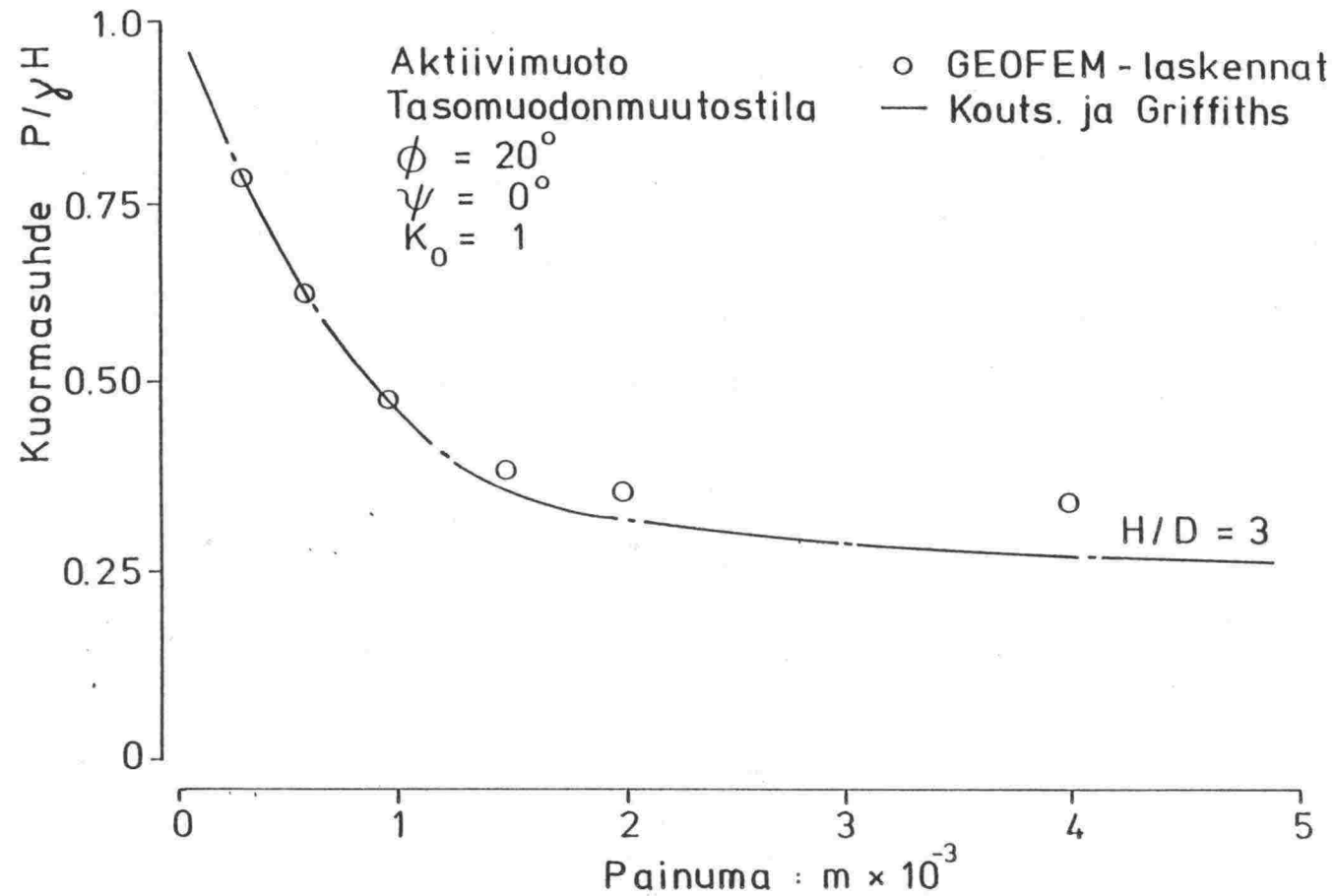
Kuva 37. Kuormasuhteen ja painumaeron välinen yhteys ansamallin aktiivimuodossa (Koutsabeloulis ja Griffiths).  
Kimmoinen ja Hewlettin ratkaisu (ins.tsto Y-Suunnittelu).



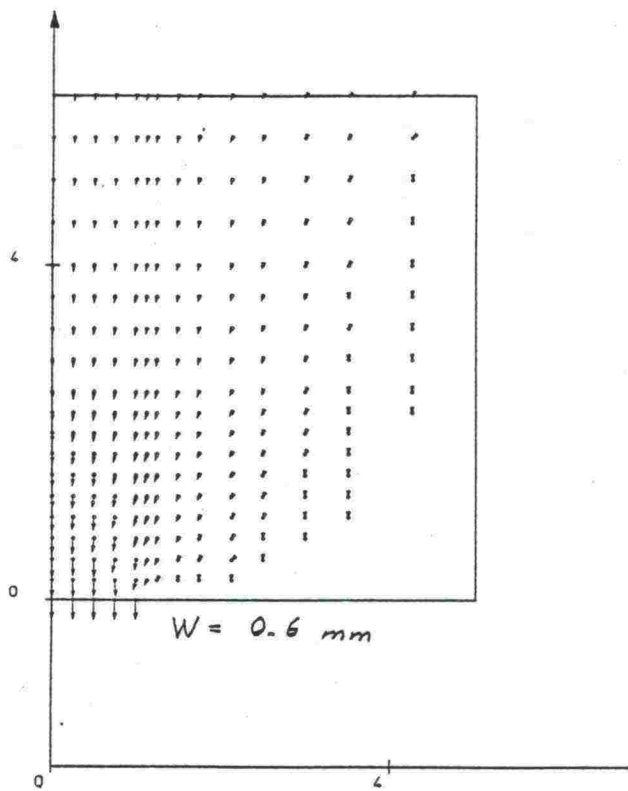
Kuva 38. Kuormasuhteen ja geometriasuhteen välinen yhteys ansamallin aktiivimuodossa (Koutsabeloulis ja Griffiths).



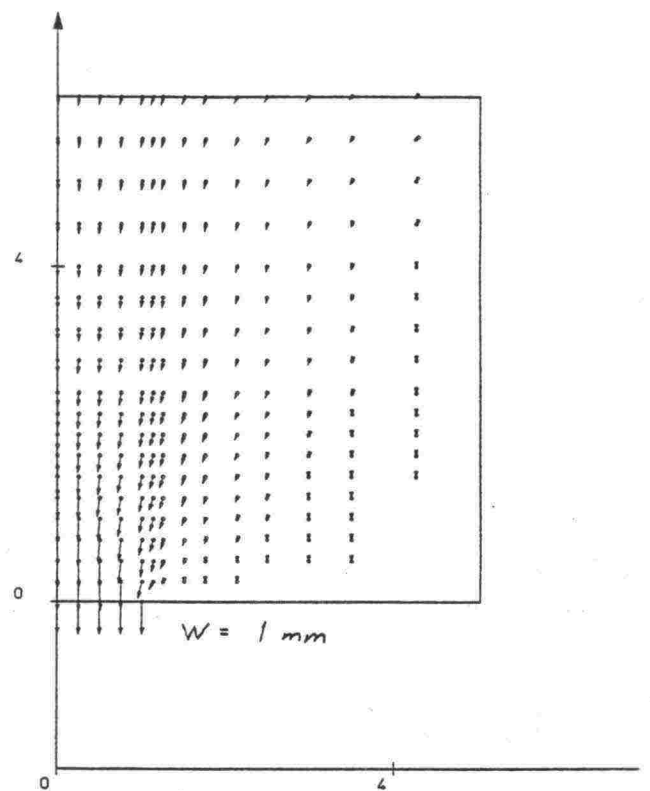




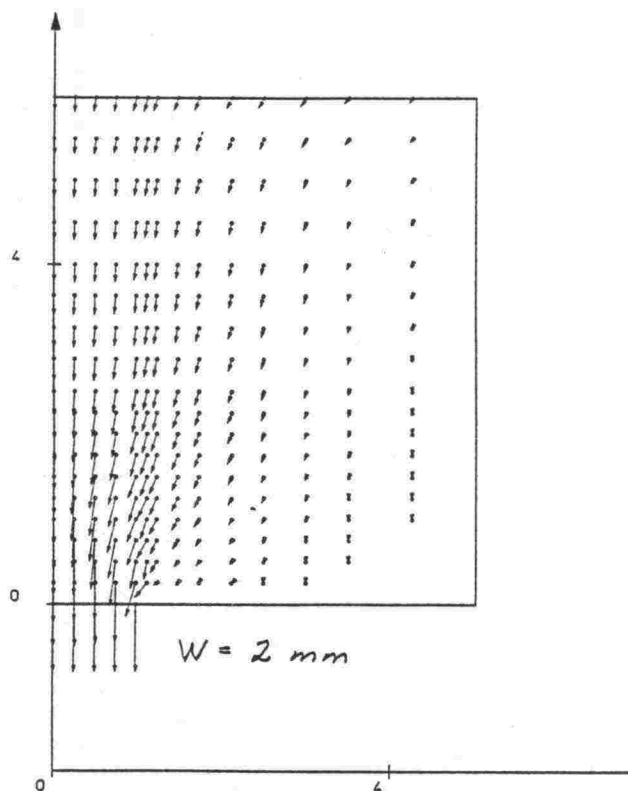
Kuva 40. Ansamallin aktiivimuoto, GEOFEM-laskennat.  
Kuormasuhteen ja painumaeron välinen yhteys.



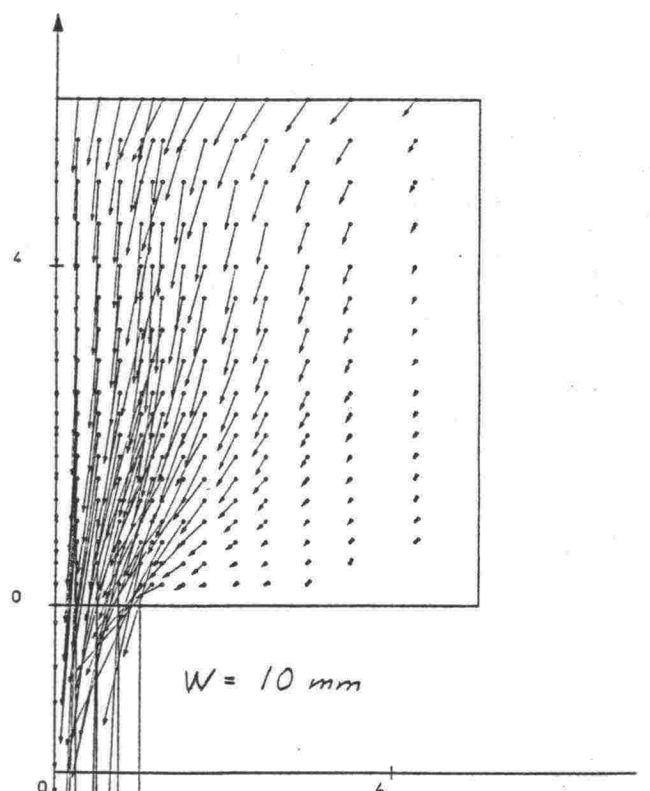
INSINÖÖRITOIMISTO Y-SUUNNITTELU 2-JAN-90  
OHJELMA GEOFEM SIIRTYMÄT: SIIRTYMÄVEKTORIT  
GRIFFITHS' ACTIVE MODE TRAP DOOR PROBLEM



INSINÖÖRITOIMISTO Y-SUUNNITTELU 2-JAN-90  
OHJELMA GEOFEM SIIRTYMÄT: SIIRTYMÄVEKTORIT  
GRIFFITHS' ACTIVE MODE TRAP DOOR PROBLEM

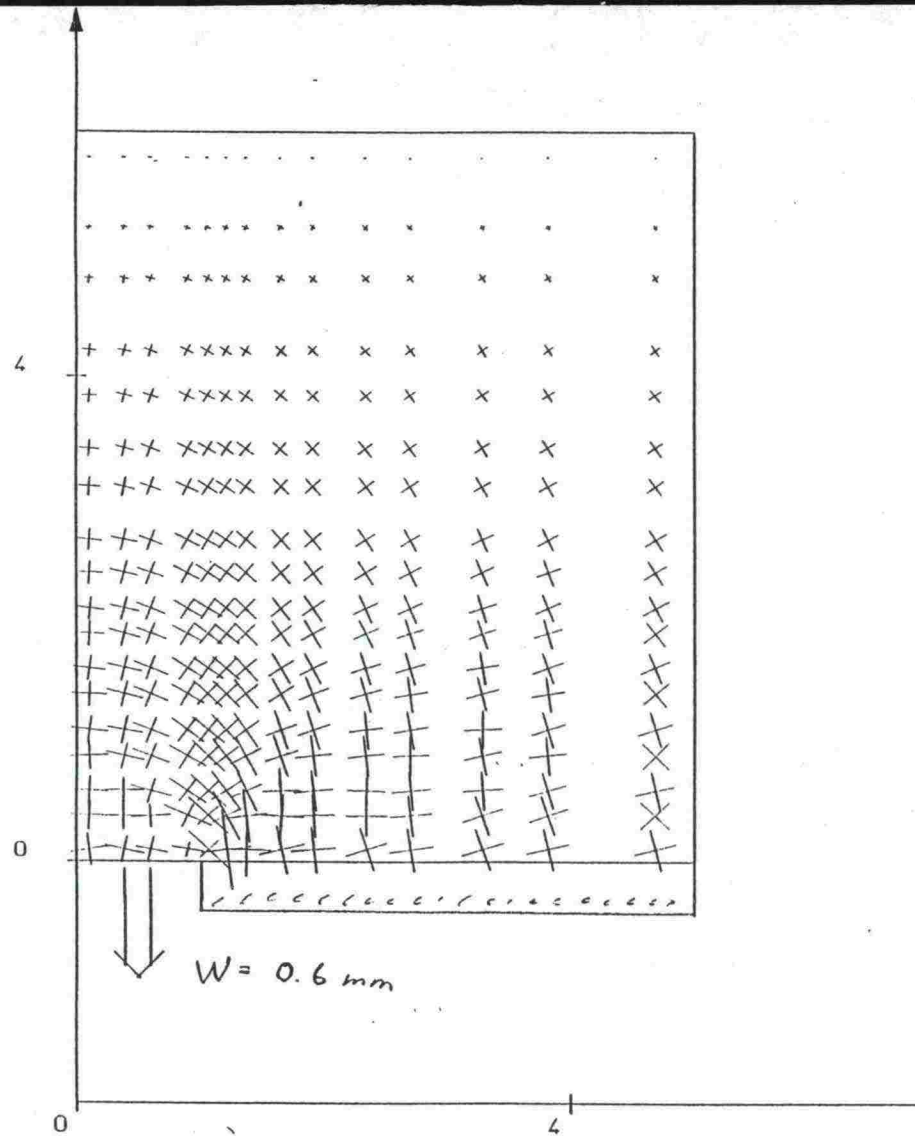


INSINÖÖRITOIMISTO Y-SUUNNITTELU 2-JAN-90  
OHJELMA GEOFEM SIIRTYMÄT: SIIRTYMÄVEKTORIT  
GRIFFITHS' ACTIVE MODE TRAP DOOR PROBLEM

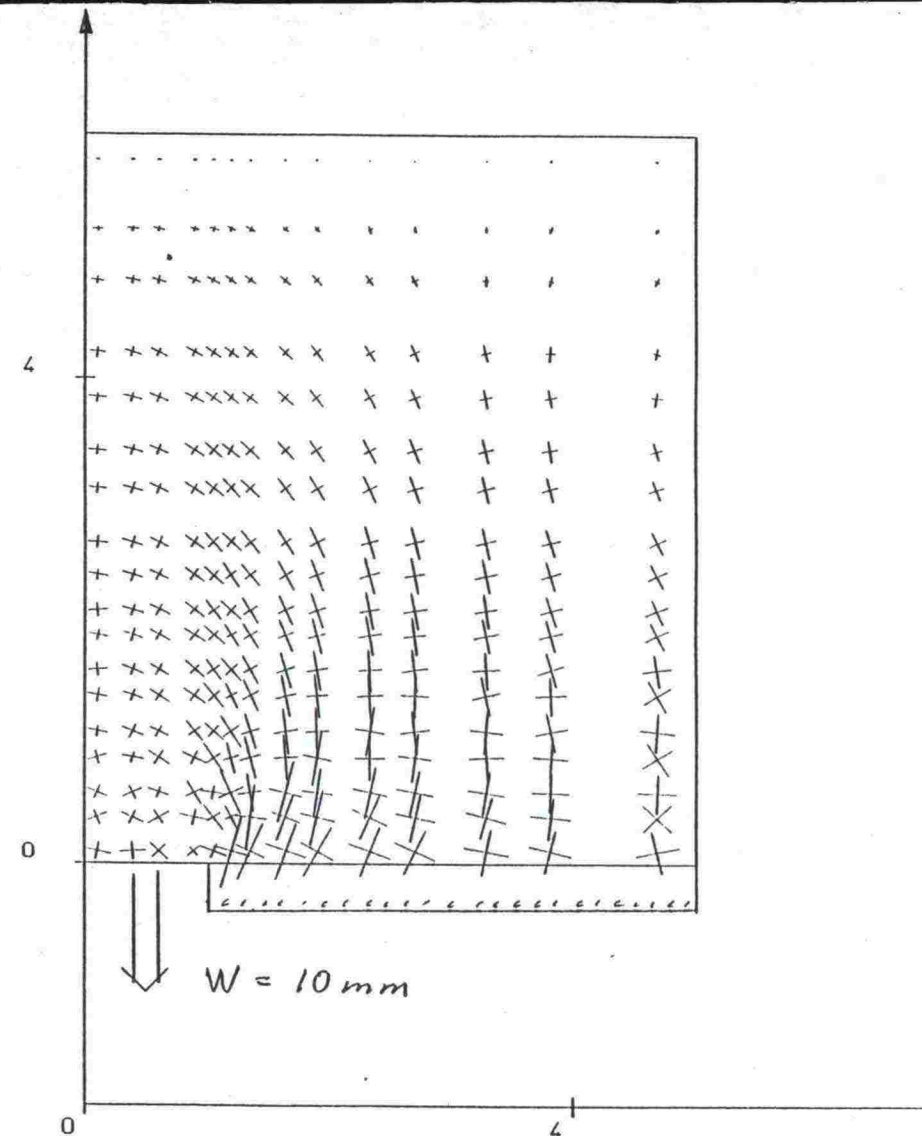


INSINÖÖRITOIMISTO Y-SUUNNITTELU 3-JAN-90  
OHJELMA GEOFEM SIIRTYMÄT: SIIRTYMÄVEKTORIT  
GRIFFITHS' ACTIVE MODE TRAP DOOR PROBLEM

Kuva 41. Ansamallin aktiivimuoto, GEOFEM-laskennat.  
Siirtymävektorit eri painumaeroilla.



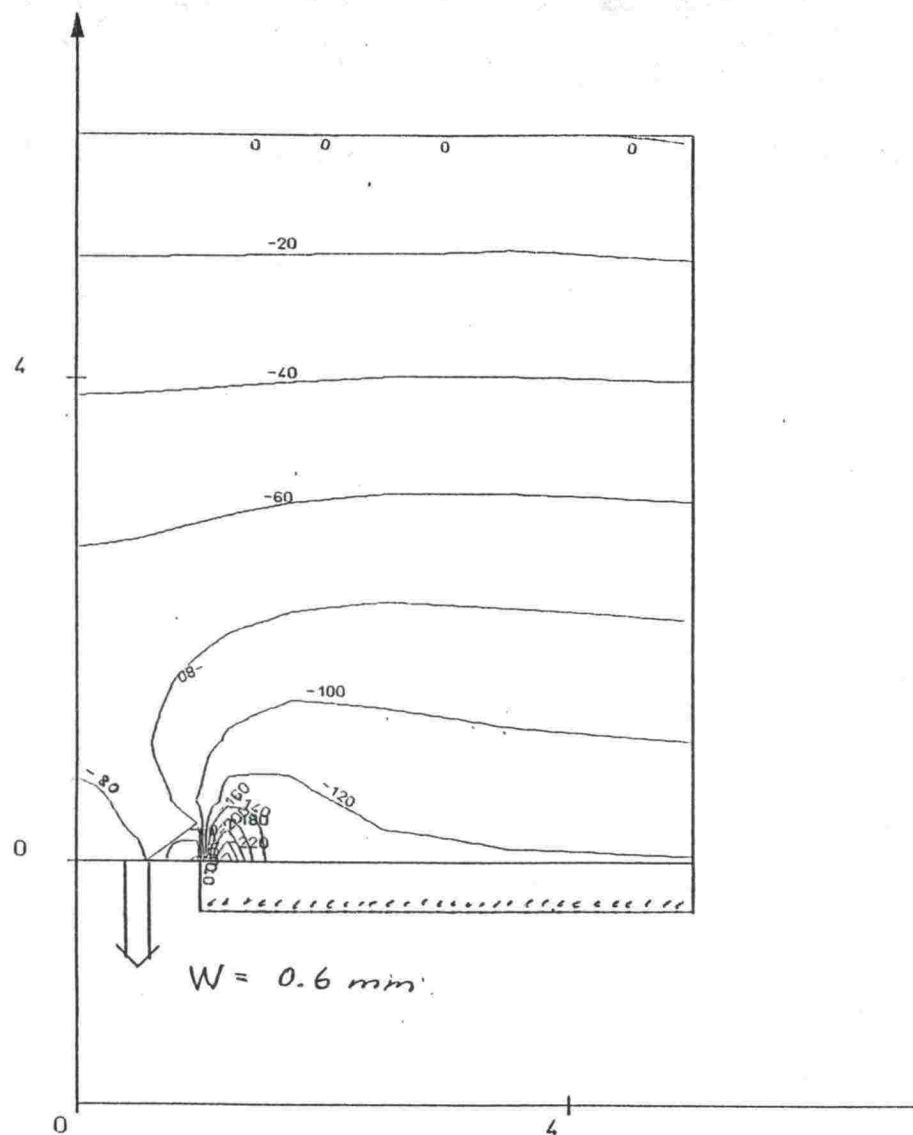
INSINÖÖRITOIMISTO Y-SUUNNITTELU 2-JAN-90  
OHJELMA GEOFEM JÄNNITYKSET: JÄNNITYSVEKTORIT  
GRIFFITHS' ACTIVE MODE TRAP DOOR PROBLEM



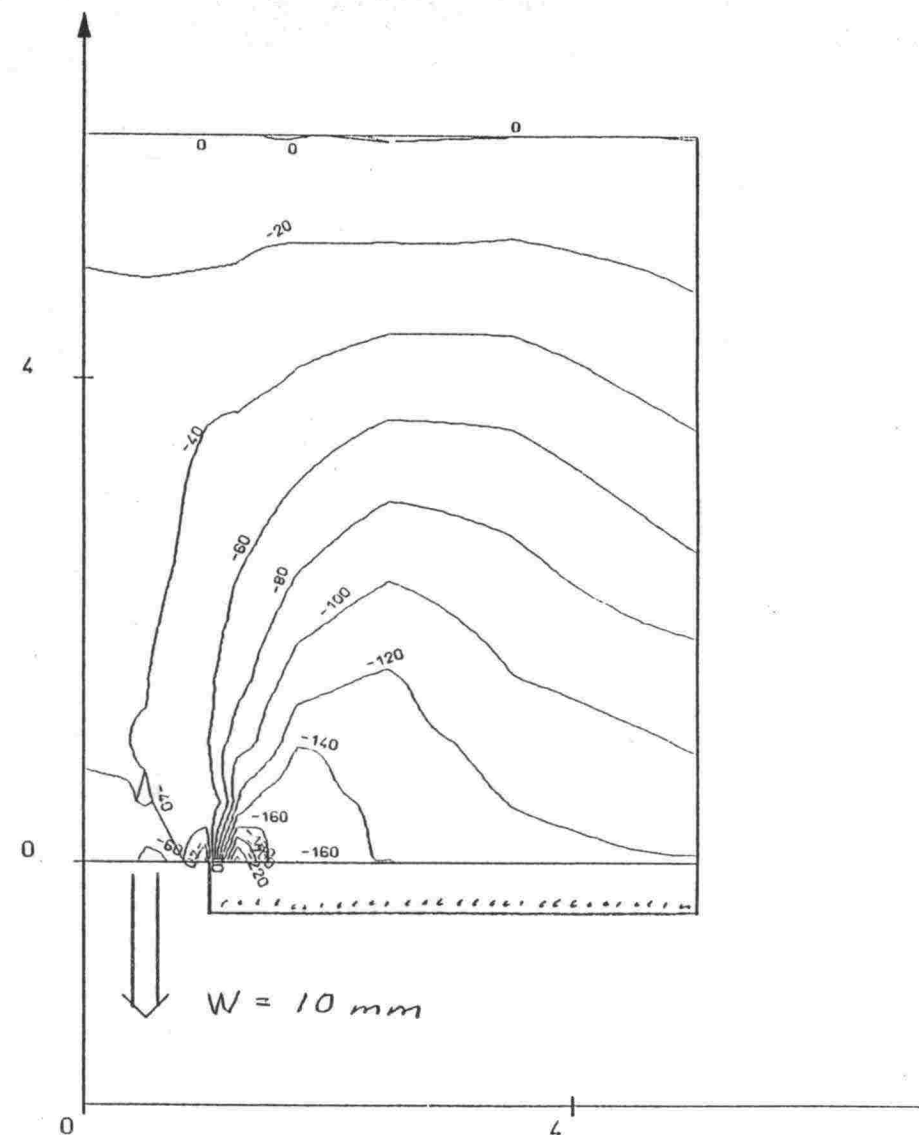
INSINÖÖRITOIMISTO Y-SUUNNITTELU 2-JAN-90  
OHJELMA GEOFEM JÄNNITYKSET: JÄNNITYSVEKTORIT  
GRIFFITHS' ACTIVE MODE TRAP DOOR PROBLEM

Kuva 42. Ansamallin aktiivimuoto, GEOFEM-laskennat.  
Jännitysvektorit kimmo- ja murtotilassa.



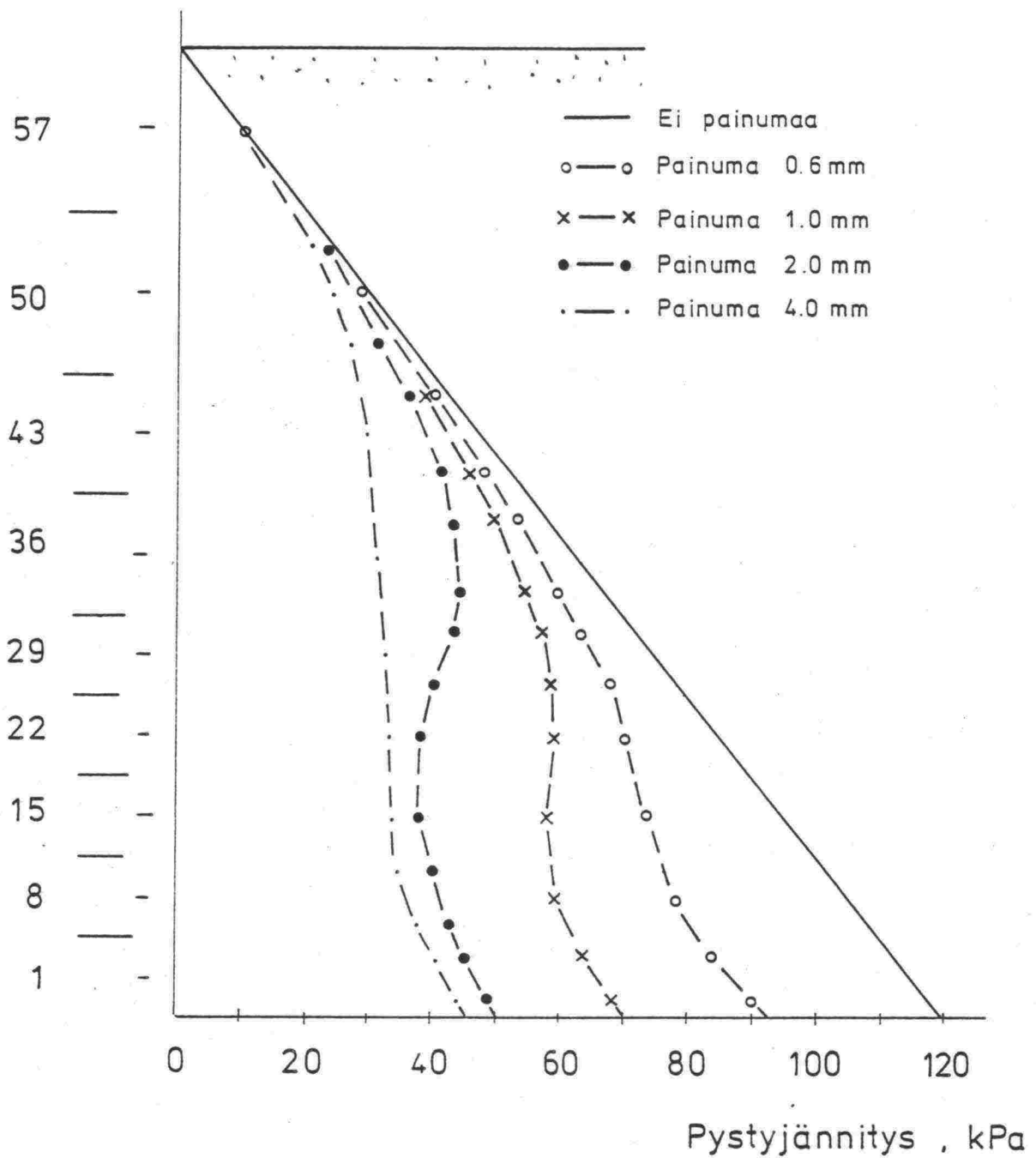


INSINÖÖRITOIMISTO Y-SUUNNITTELU 2-JAN-90  
OHJELMA GEOFEM JÄNNITYKSET: TASA-ARVOKÄYRÄT SIGMA Y  
GRIFFITHS' ACTIVE MODE TRAP DOOR PROBLEM



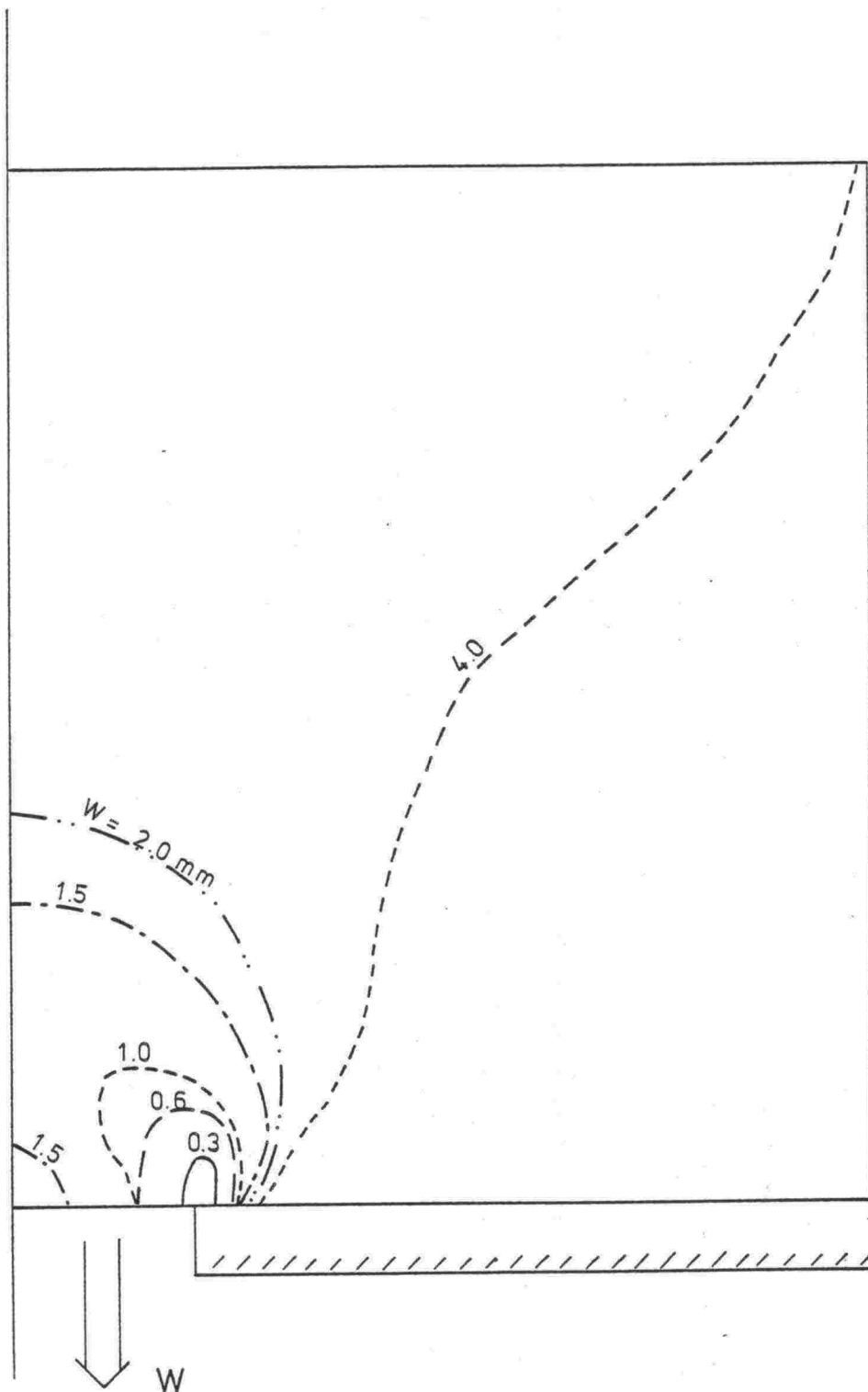
INSINÖÖRITOIMISTO Y-SUUNNITTELU 3-JAN-90  
OHJELMA GEOFEM JÄNNITYKSET: TASA-ARVOKÄYRÄT SIGMA Y  
GRIFFITHS' ACTIVE MODE TRAP DOOR PROBLEM

Kuva 43. Ansamallin aktiivimuoto, GEOFEM-laskennat.  
Pystyjännitysten tasa-arvokäyrät kimmo- ja  
murtotilassa.



Kuva 44. Ansamallin aktiivimuoto, GEOFEM-laskennat.  
Pystyjännityksen jakautuminen penkereen  
pystysuunnassa painuvan alustan keskellä.





Kuva 46. Ansamallin aktiivimuoto, GEOFEM-laskennat. Plastisoituneiden alueiden rajapintojen kehittyminen eri painumaeroilla.



Z\_SOIL :FOR THE STABILITY ANALYSIS OF SOILS  
DENSE MESH DISCRETIZATION OF SOIL MEDIUM

GRIFFITTS ACTIVE TRAP DOOR PROBLEM

LEGEND

ELEM. NB.

9	18	27	36	45	54	63
8	17	26	35	44	53	62
7	16	25	34	43	52	61
6	15	24	33	42	51	60
5	14	23	32	41	50	59
4	13	22	31	40	49	58
3	12	21	30	39	48	57
2	11	20	29	38	47	56
1	10	19	28	37	46	55

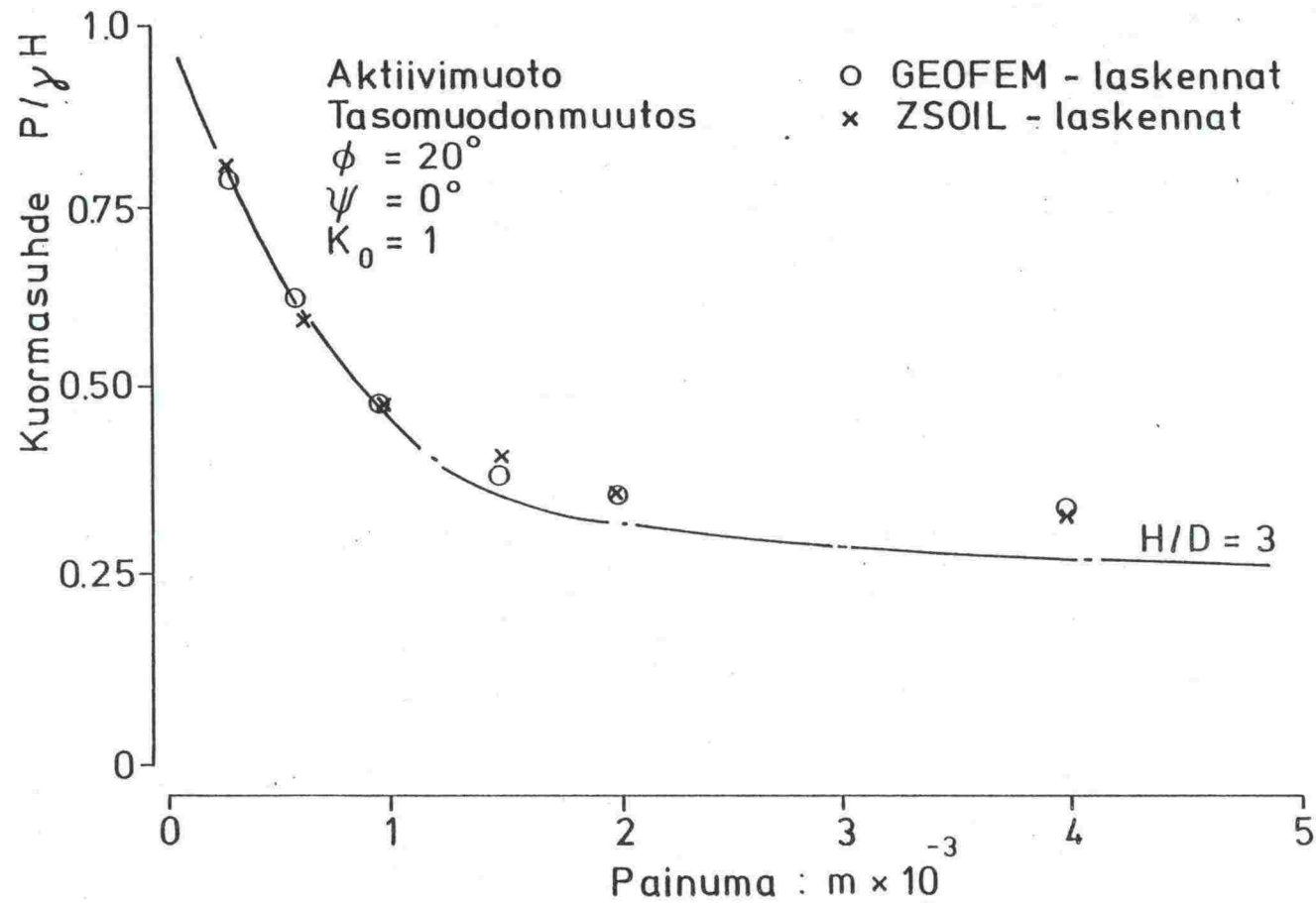
#

#

PRESS RETURN TO CONTINUE

Enter <Alt-O> to view other features

Kuva 47. Ansamallin aktiivimuoto, ZSOIL-laskennat.  
Elementtiverkko.



Kuva 48. Ansamallin aktiivimuoto, ZSOIL-laskennat.  
Kuormasuhteen ja painumaeron välinen yhteys.

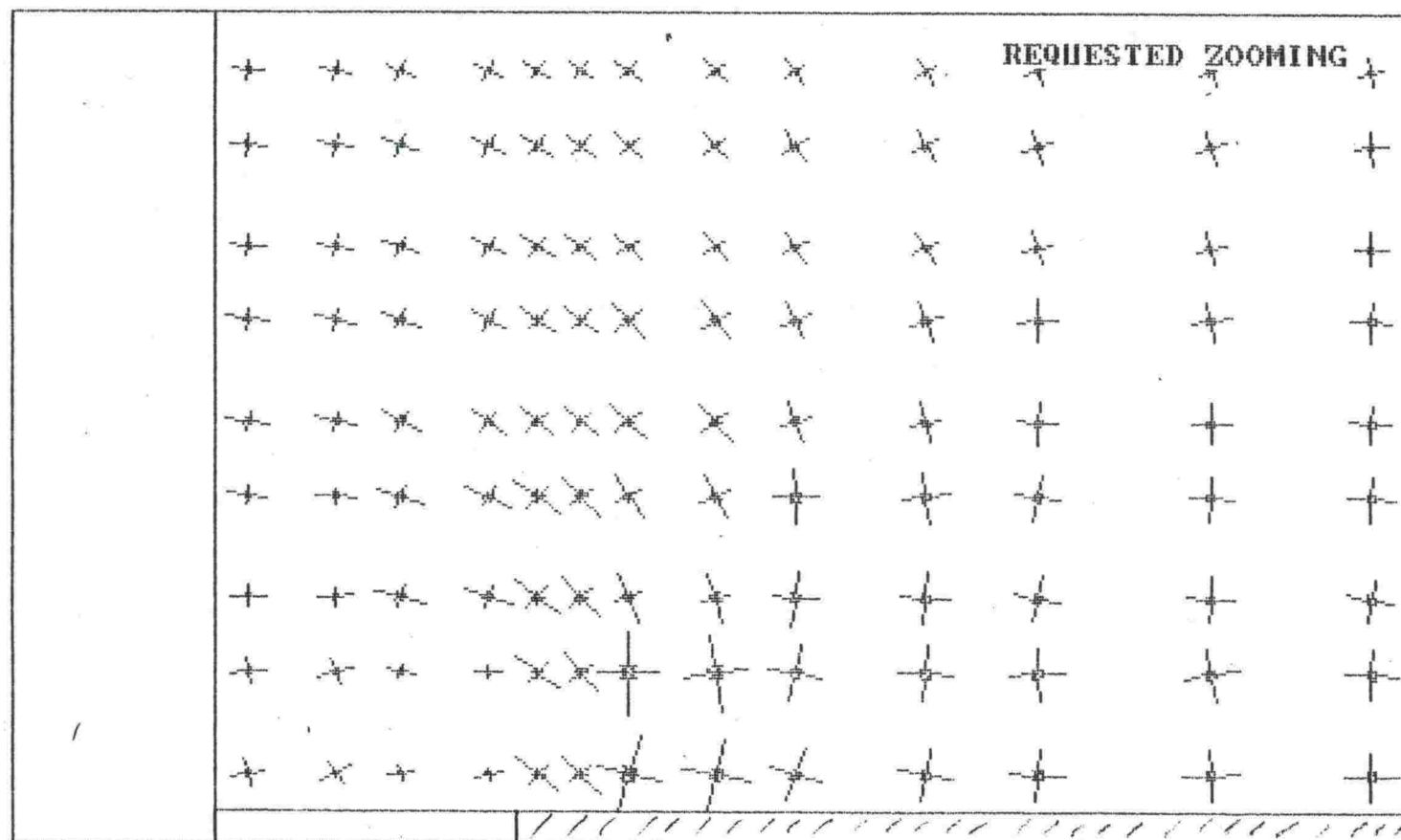
Z\_SOIL: FOR THE STABILITY ANALYSIS OF SOILS  
VECTOR REPRESENTATION OF PRINCIPAL STRESSES

LOAD STEP = 4

MAX STRESS= -3.30e+000

MIN STRESS= -1.99e+002

GRIFFITTS ACTIVE TRAP DOOR PROBLEM



PRESS RETURN TO CONTINUE

Kuva 49. Ansamallin aktiivimuoto, ZSOIL-laskennat.  
Jännitysvektorit kimmoplastisessa tilassa.

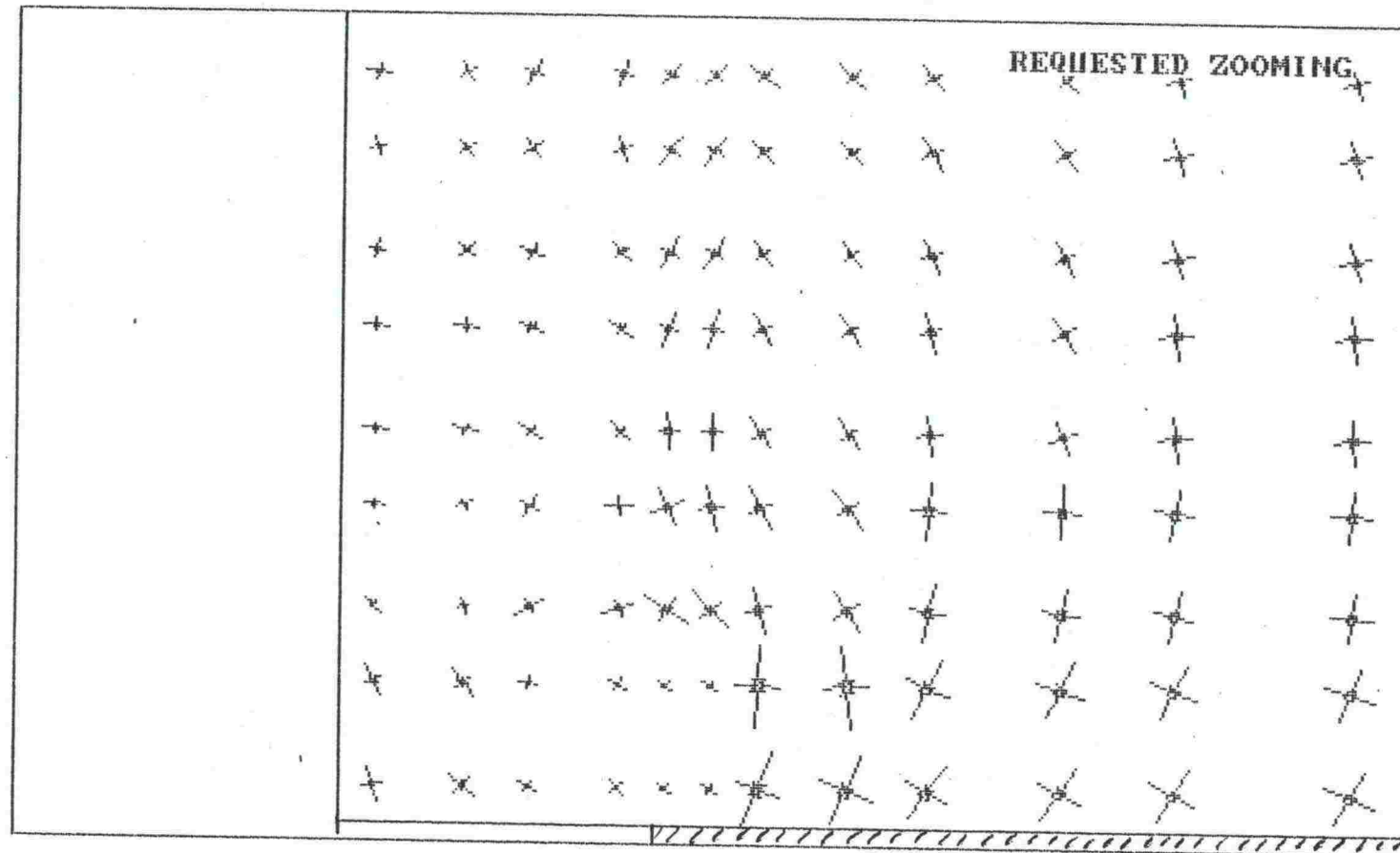
Z\_SOIL: FOR THE STABILITY ANALYSIS OF SOILS  
VECTOR REPRESENTATION OF PRINCIPAL STRESSES

GRIFFITTS ACTIVE TRAP DOOR PROBLEM

LOAD STEP = 7

MAX STRESS= -2.50e+000

MIN STRESS= -1.96e+002



PRESS RETURN TO CONTINUE

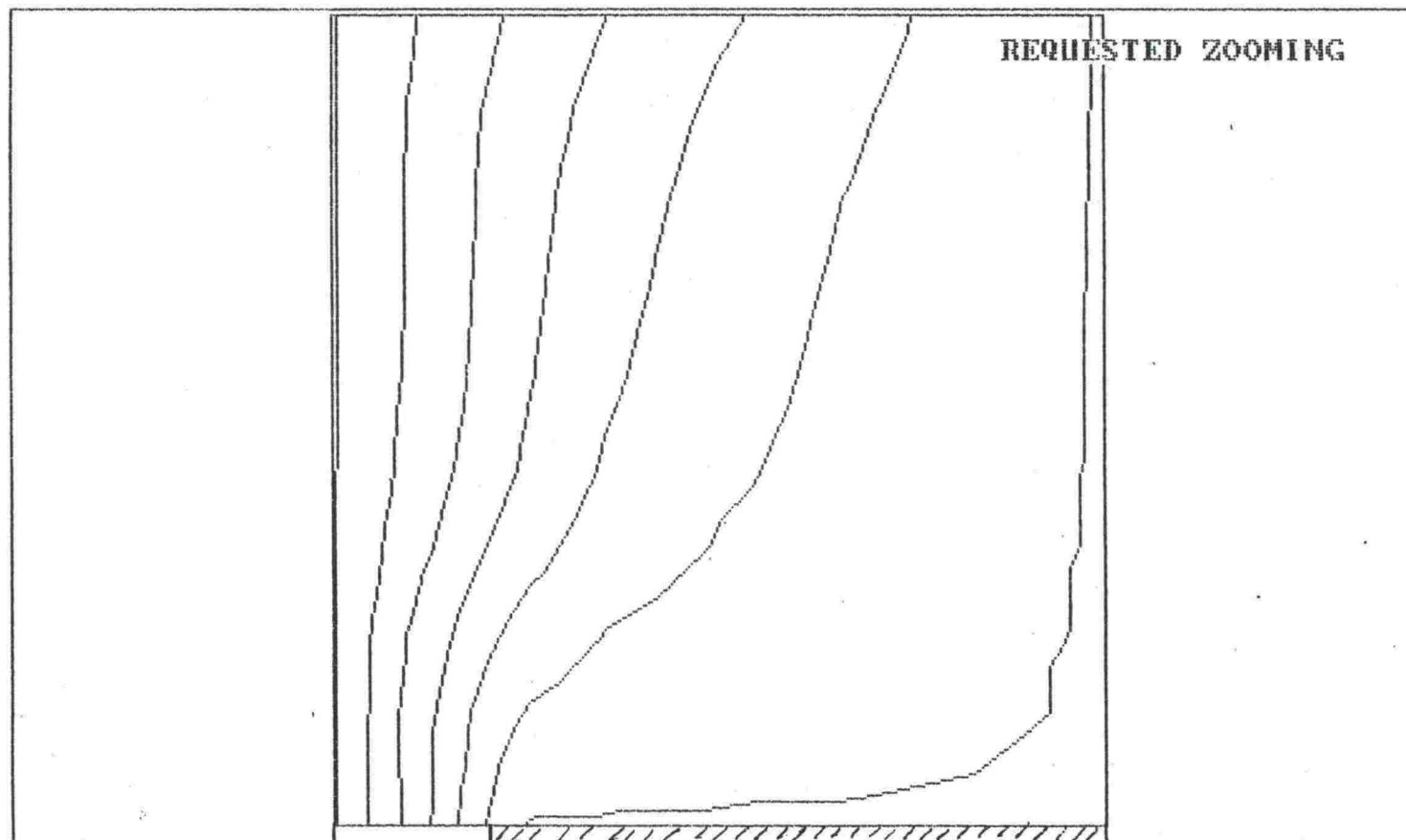
Kuva 50. Ansamallin aktiivimuoto, ZSOIL-laskennat.  
Jännitysvektorit murtotilassa.



Z\_SOIL: FOR THE STABILITY ANALYSIS OF SOILS  
STREAM LINES

LOAD STEP = 7  
MAX DISPL.= 1.05e-004  
MIN DISPL.= -4.20e-003

GRIFFITTS ACTIVE TRAP DOOR PROBLEM

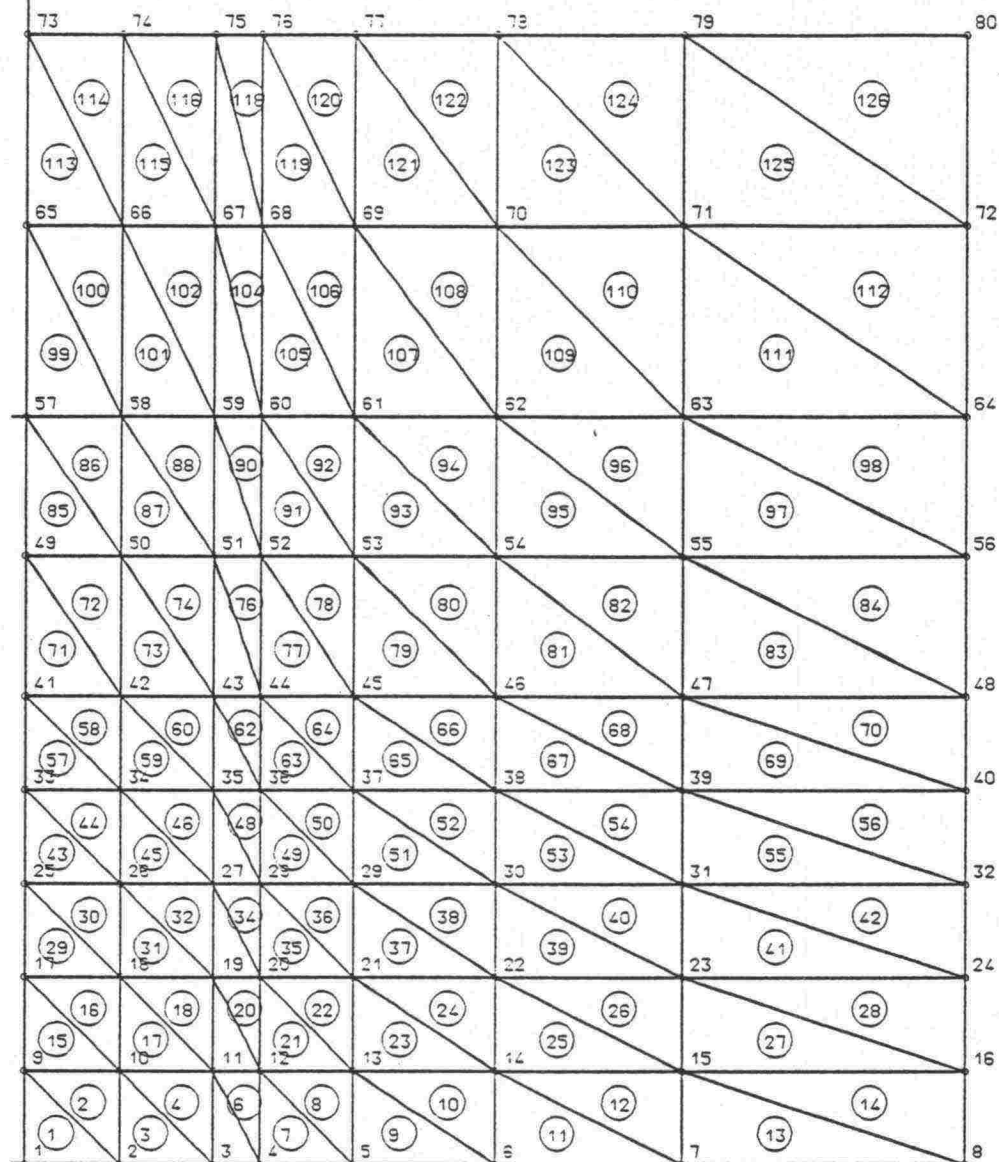


PRESS RETURN TO CONTINUE

Kuva 51. Ansamallin aktiivimuoto, ZSOIL-laskennat.  
Siirtymien virtaviivat murtotilassa.

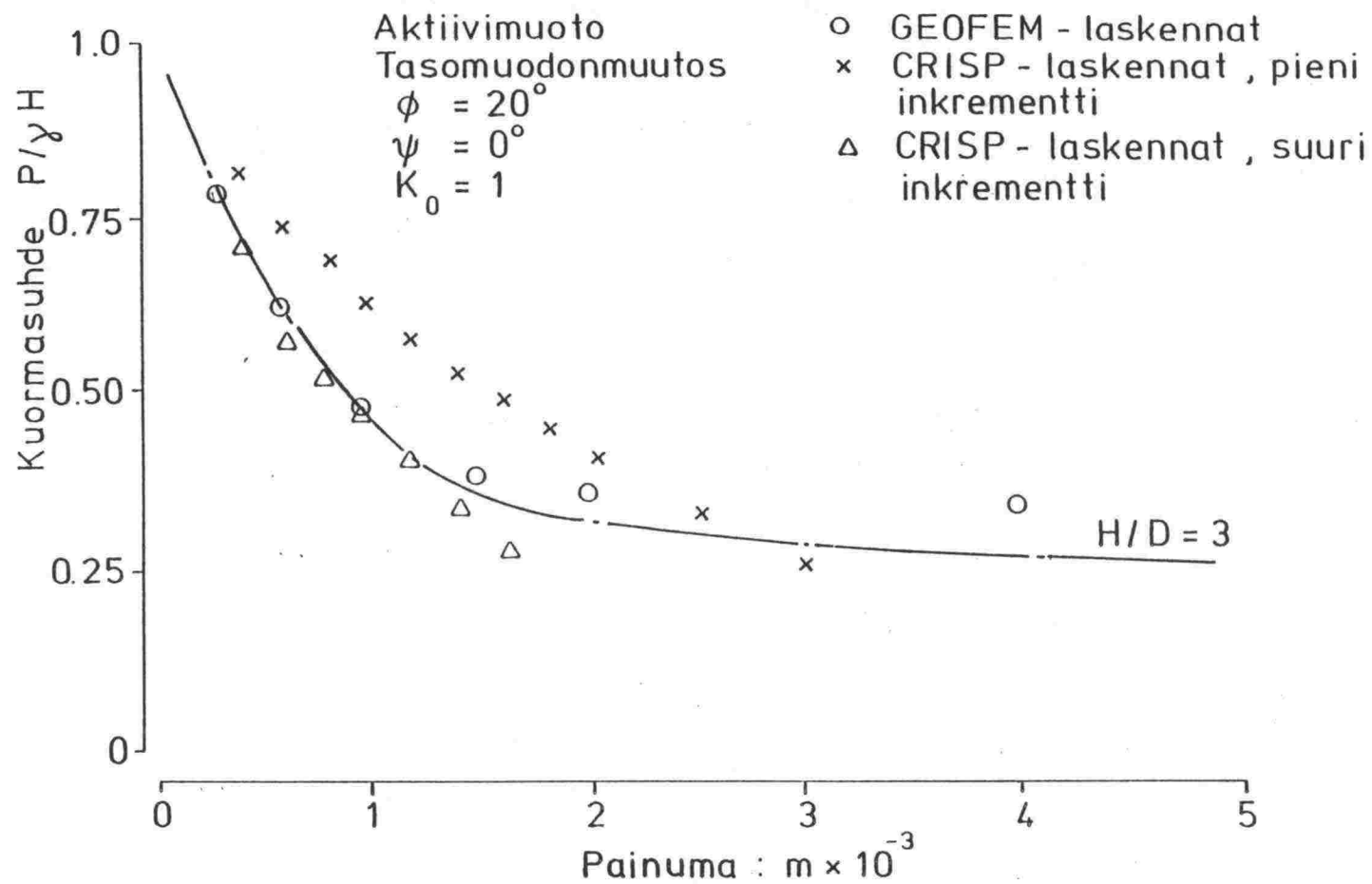
4

0

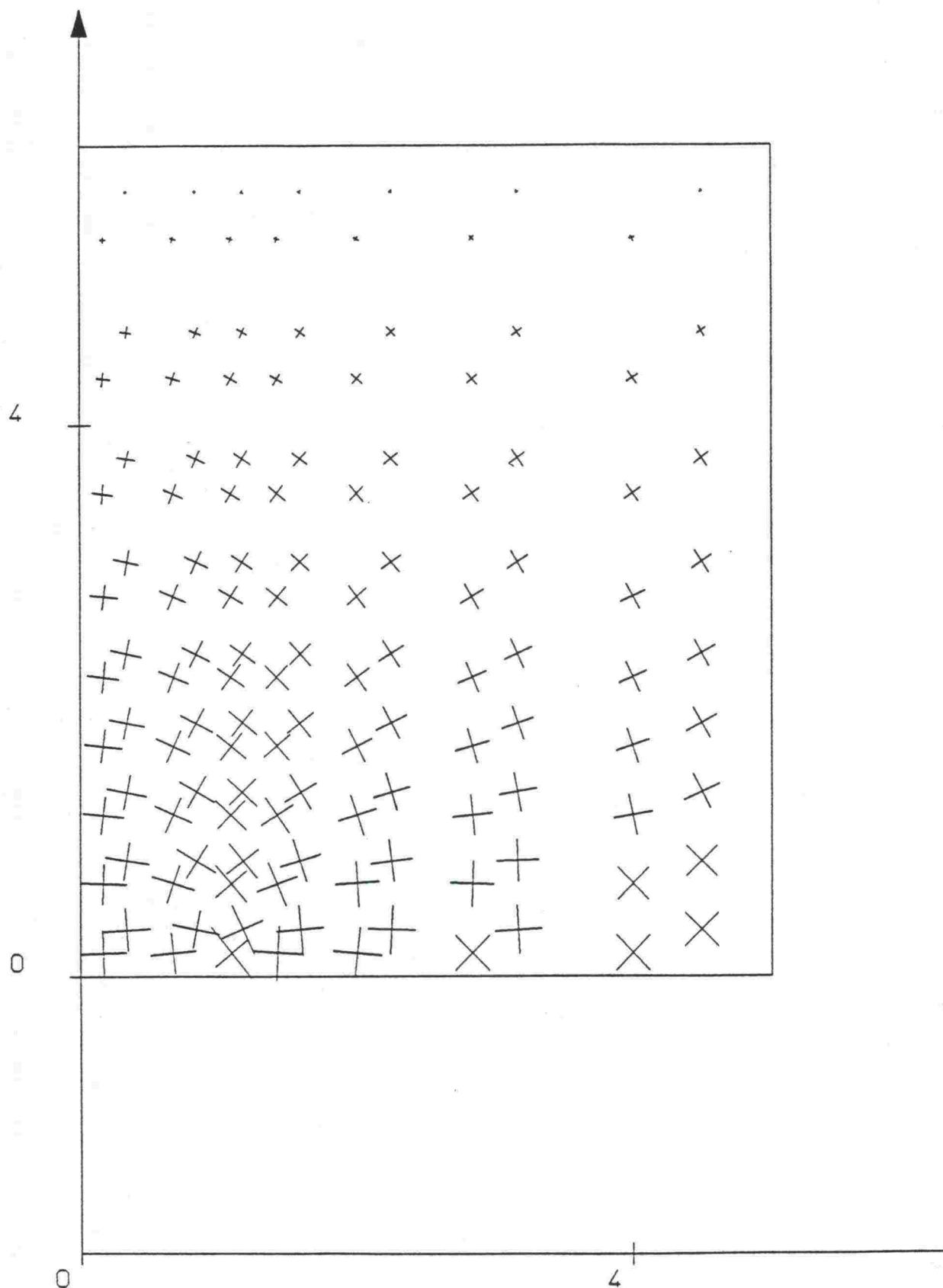


INSINÖÖRITOIMISTO Y-SUUNNITTELU 7-JAN-90  
 OHJELMA CRISPS ELEMENTTIVERKKO  
 GRIFFITHS' ACTIVE MODE TRAP DOOR PROBLEM

Kuva 52. Ansamallin aktiivimuoto, CRISP-laskennat.  
 Elementtiverkko.



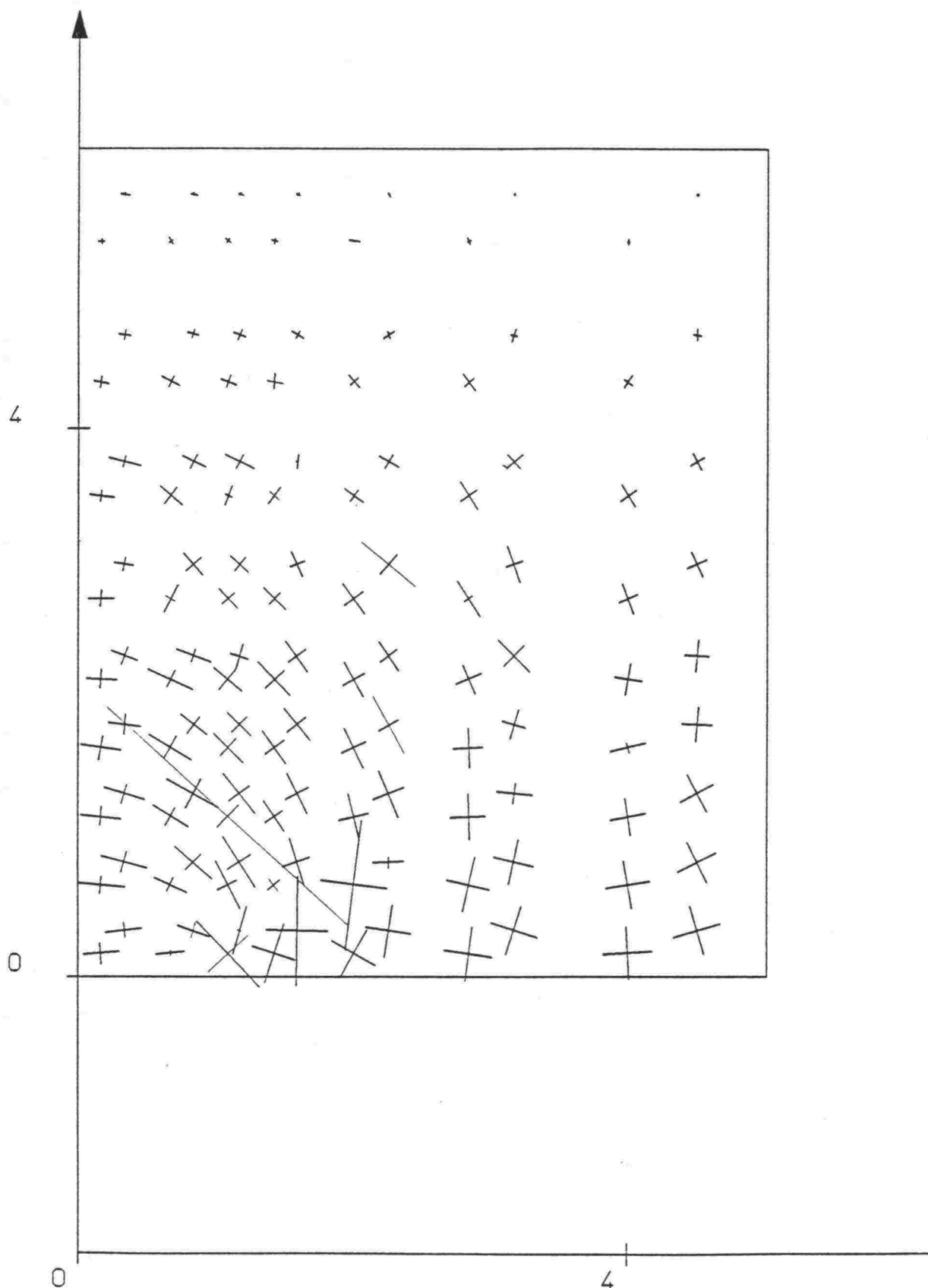
Kuva 53. Ansamallin aktiivimuoto, CRISP-laskennat.  
Kuormasuhteen ja painumaeron välinen yhteys.



INSINÖÖRITOIMISTO Y-SUUNNITTELU 7-JAN-90 INCR=1  
 OHJELMA CRISPS JÄNNITYKSET: JÄNNITYSVEKTORIT  
 GRIFFITHS' ACTIVE MODE TRAP DOOR PROBLEM

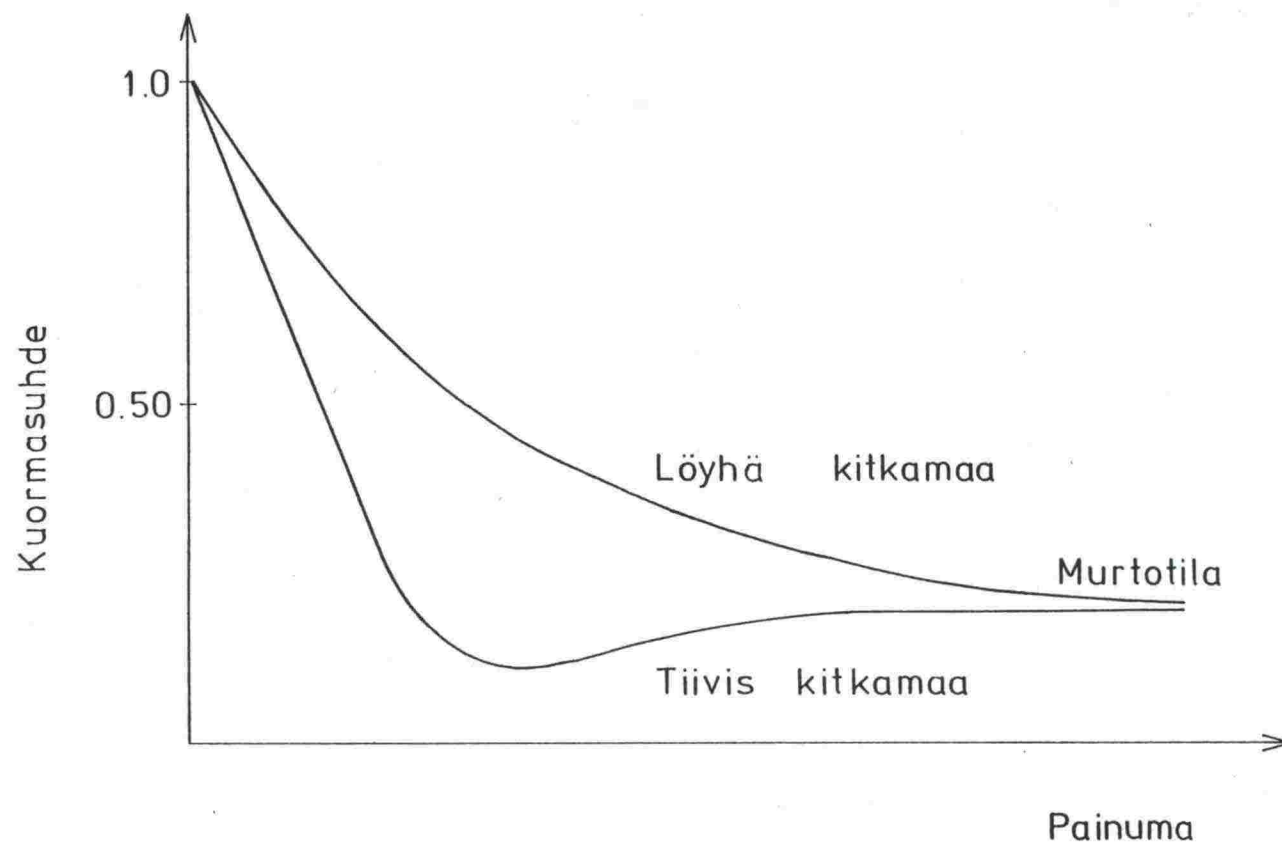
Kuva 54. Ansamallin aktiivimuoto, CRISP-laskennat.  
 Jännitysvektorit kimmotilassa.



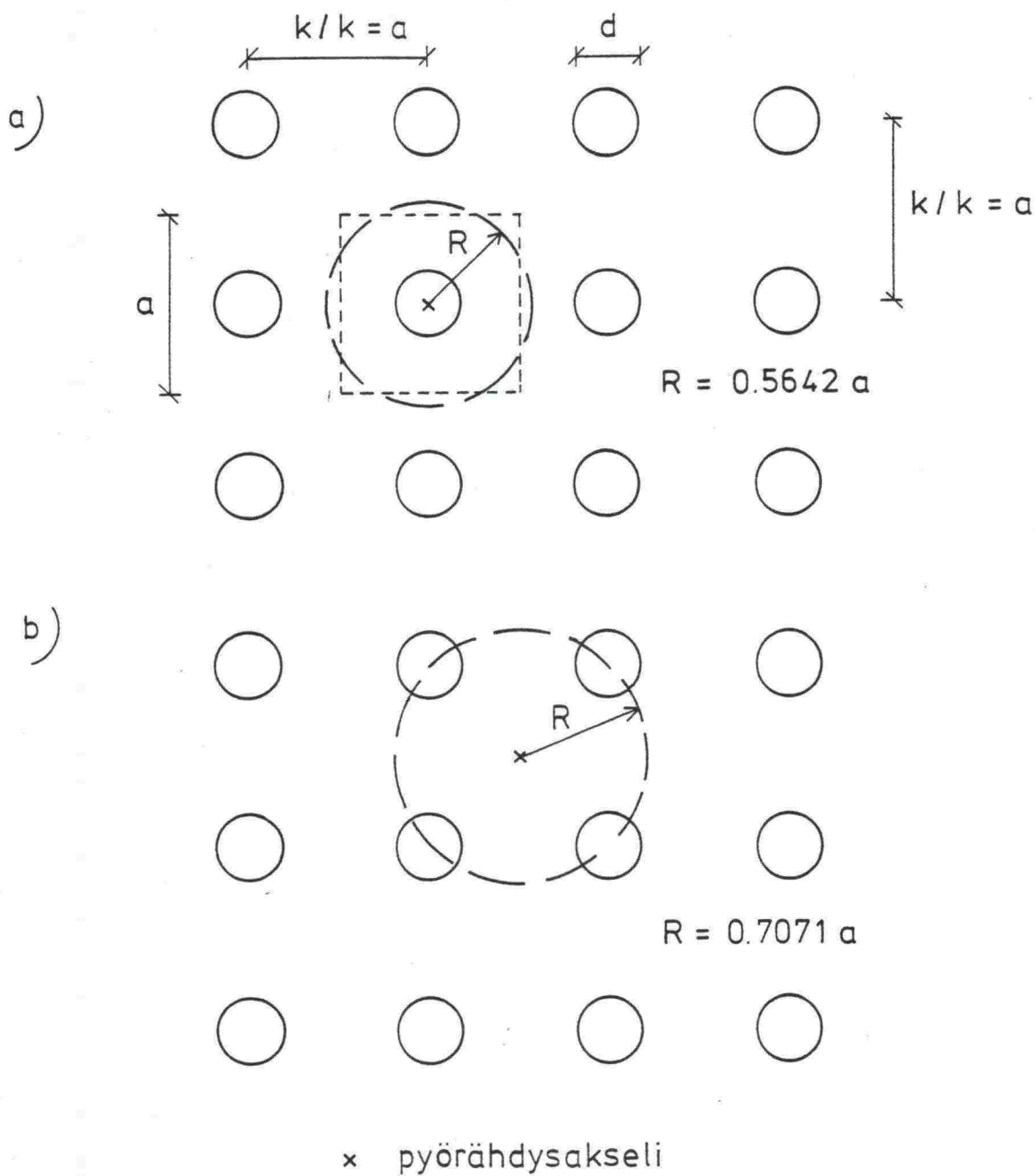


INSINÖÖRITOIMISTO Y-SUUNNITTELU 8-JAN-90 INCR50  
 OHJELMA CRISPS JÄNNITYKSET: JÄNNITYSVEKTORIT  
 GRIFFITHS' ACTIVE MODE TRAP DOOR PROBLEM

Kuva 55. Ansamallin aktiivimuoto, CRISP-laskennat.  
 Jännitysvektorit murtotilassa.



Kuva 56. Penger materiaalin tiiveyden vaikutus kuormasuhteen ja painumaeron väliseen yhteyteen.

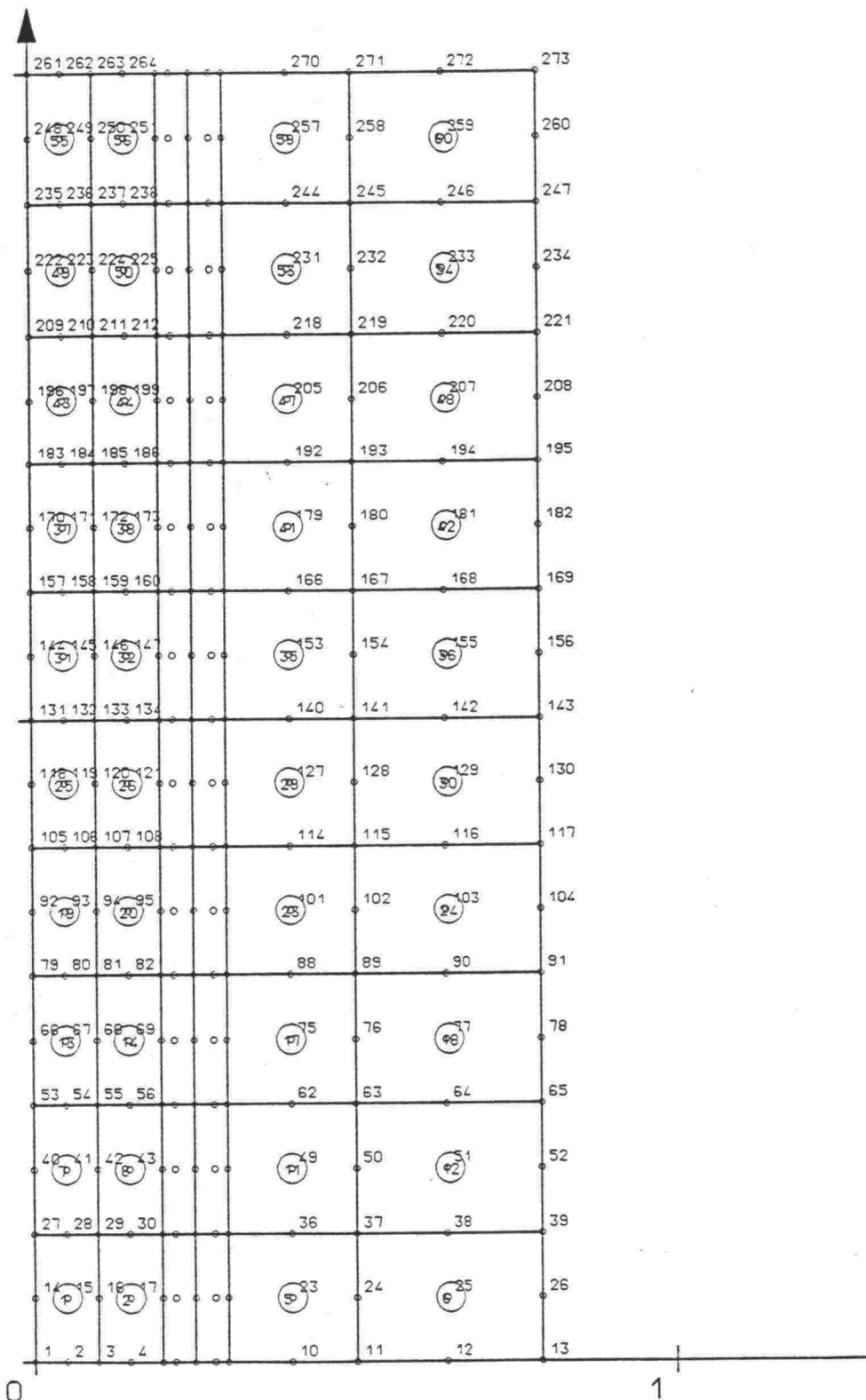


Kuva 57. Pyörähdysymmetriset mallintamisperiaatteet.  
a) Laskentaennusteita varten valittu periaate,  
b) vaihtoehtoinen periaate (esiintyy mm.  
Hewlettin mallissa).

2

1

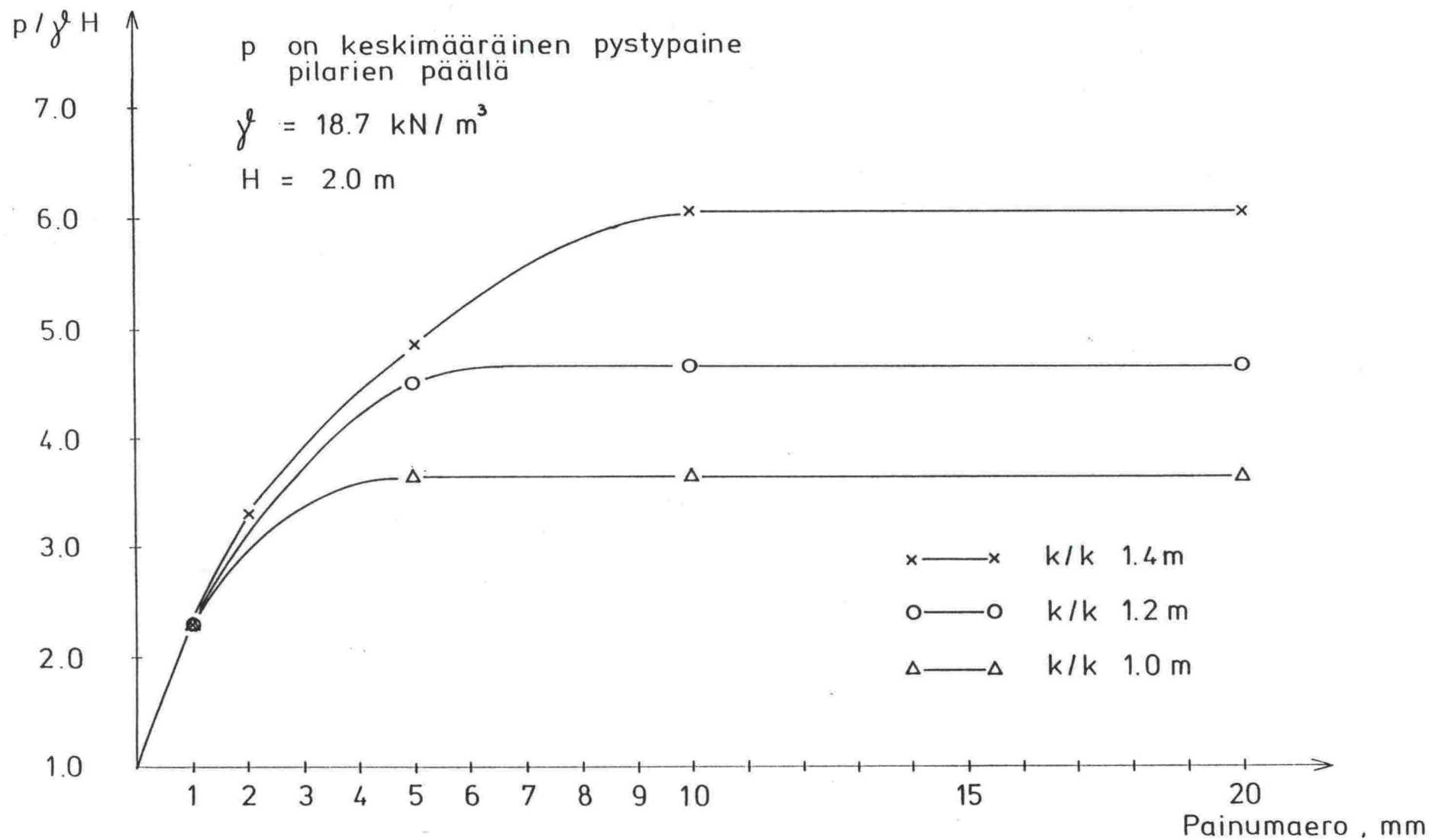
0



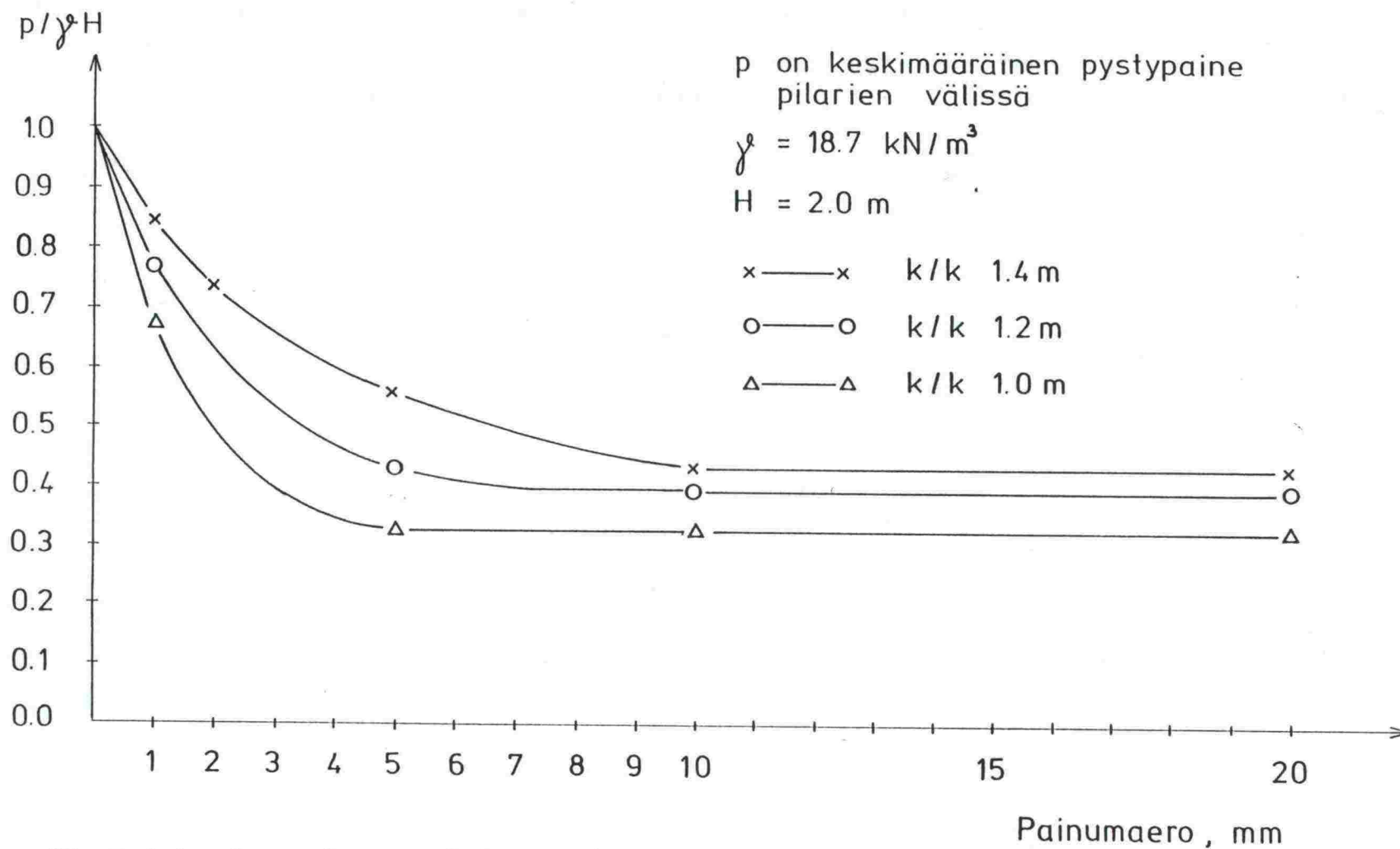
INSINÖÖRITOIMISTO Y-SUUNNITTELU 1-MAR-90  
 OHJELMA GEOFEM ELEMENTTIVERKKO  
 PAIMION KOEPENGER K140

Kuva 58. Paimion koepenger nro 3, holvautuminen.  
 Elementtiverkko.

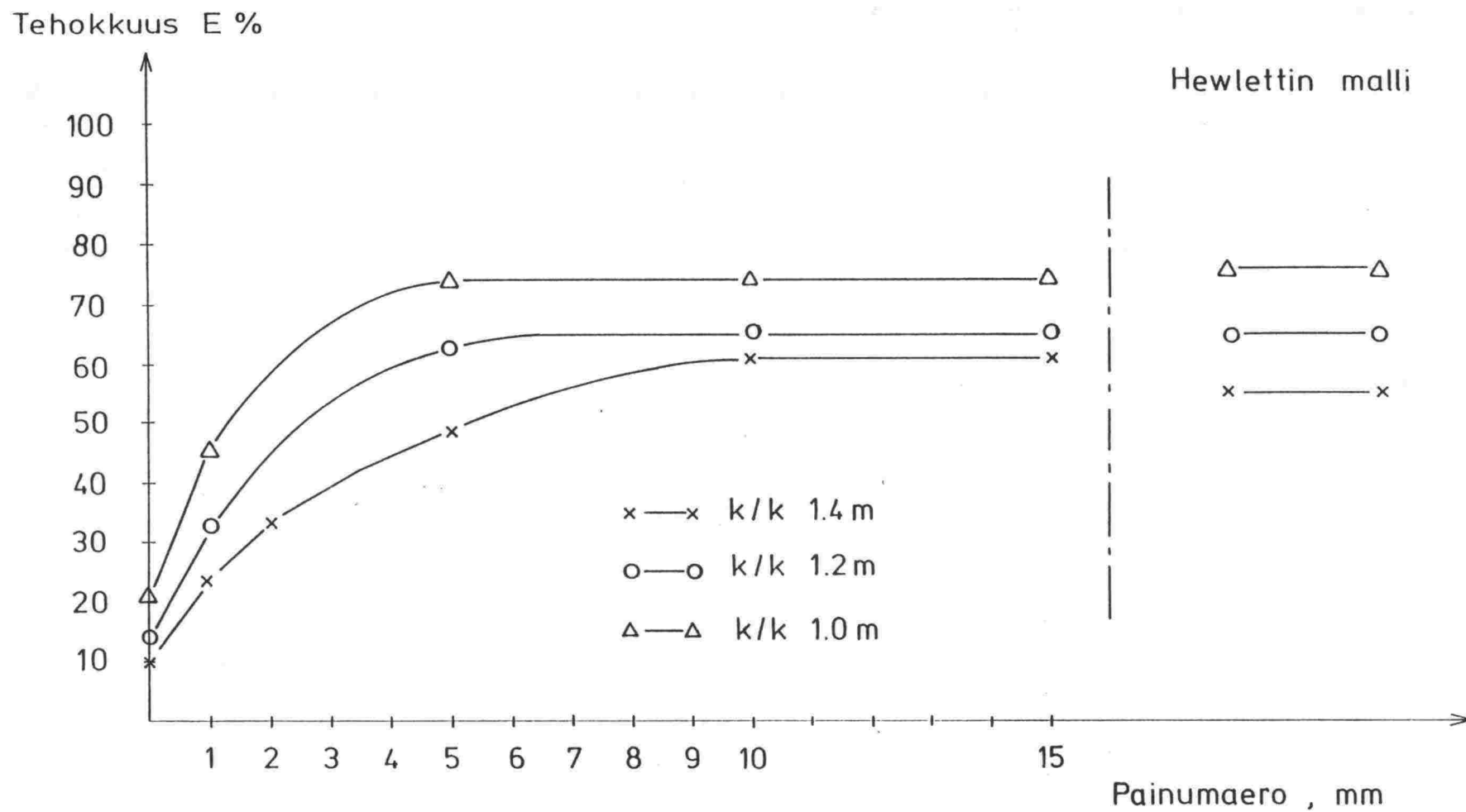




Kuva 59. Paimion koepenkereet, holvautuminen. Keskimääräisen pystyjännityksen kehittyminen pilarien yläpäähän.

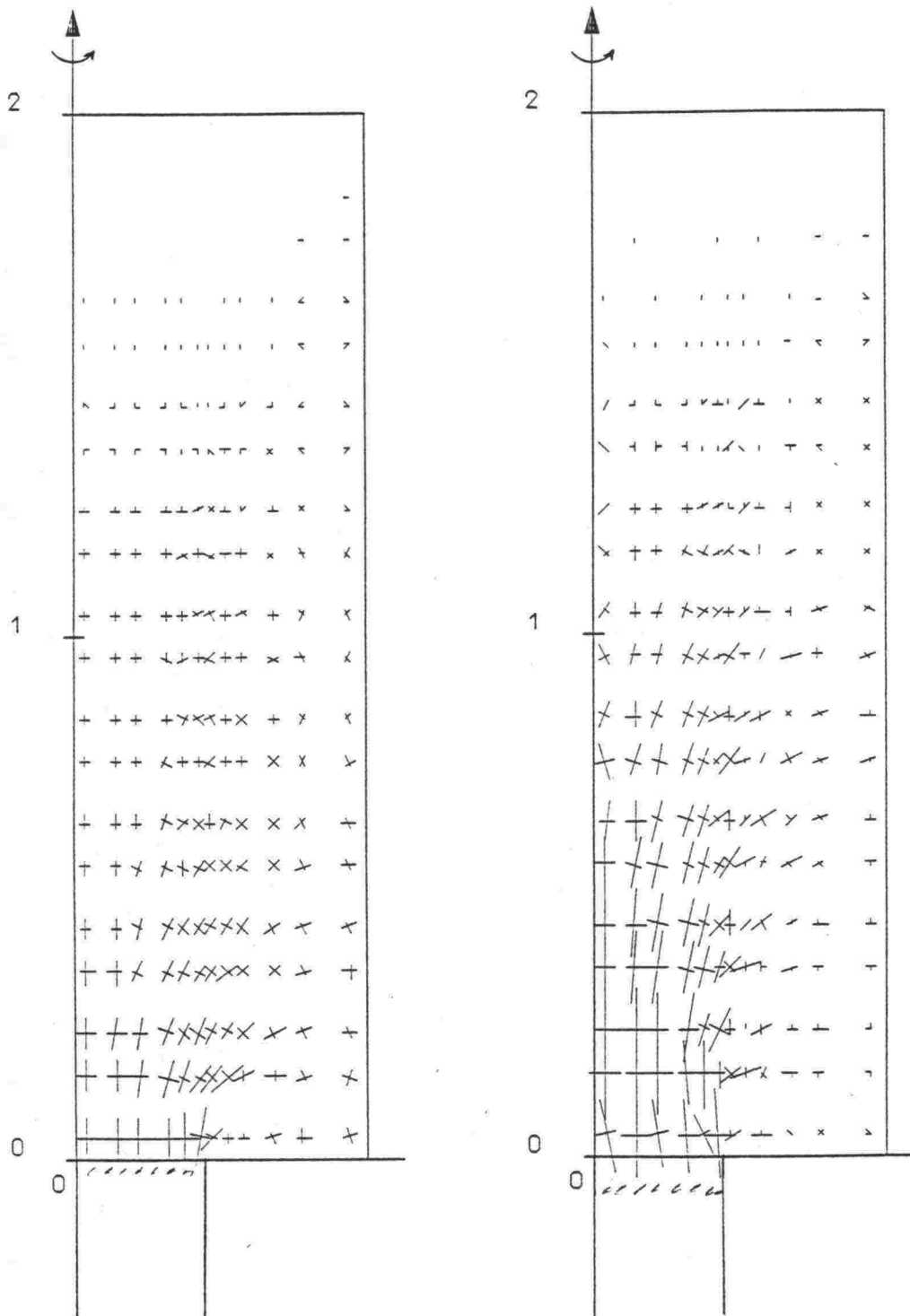


Kuva 60. Paimion koepenkereet, holvautuminen. Keskimääräisen pystyjännityksen kehittyminen pilarien välissä.



Kuva 61. Paimion koepenkereet, holvautuminen. Tehokkuuden kehittyminen ja vertailu Hewlettin mallilla laskettuihin.

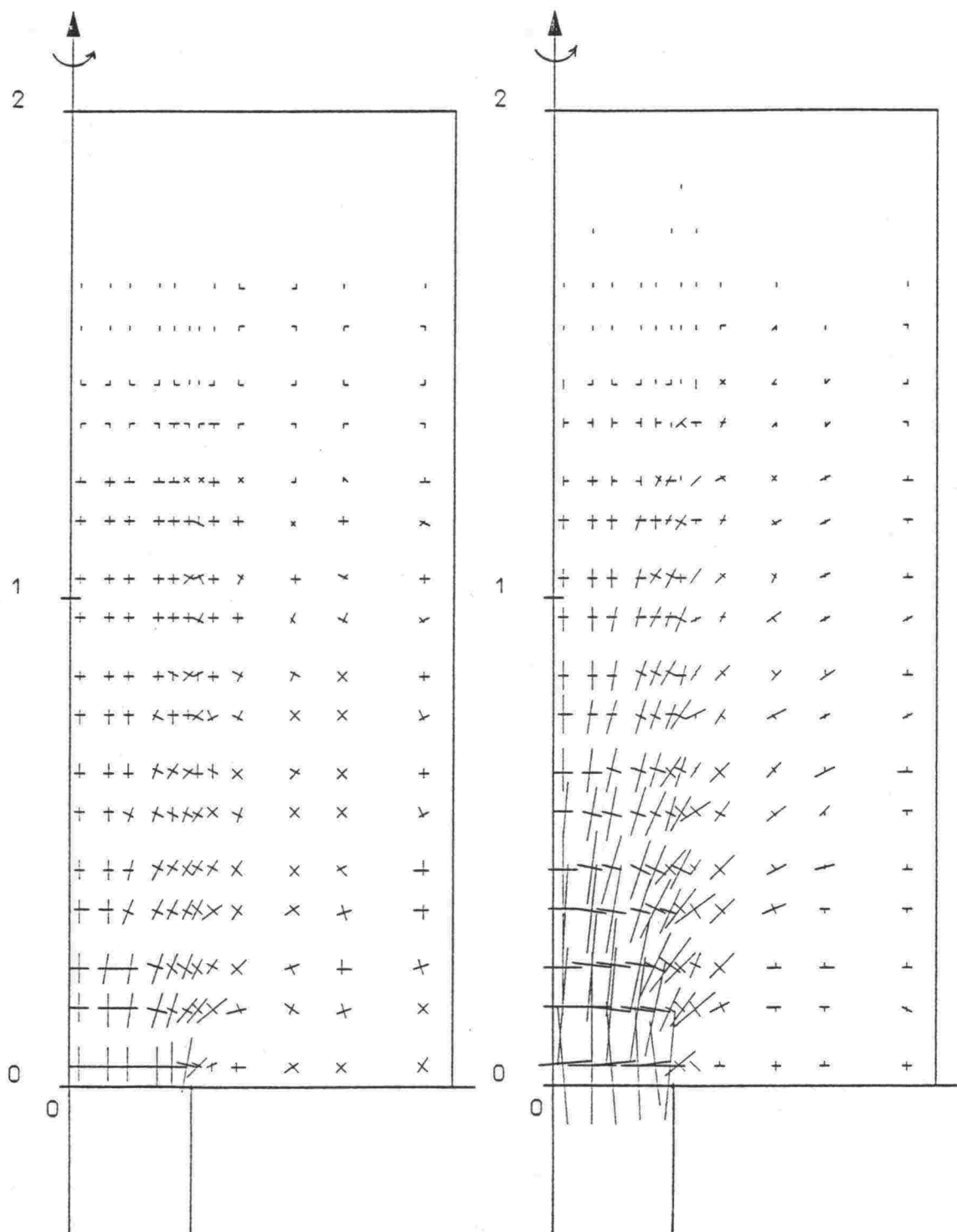
100 kPa



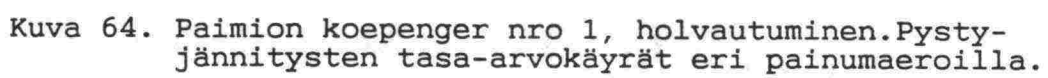
Kuva 62. Paimion koepenger nro 1, holvautuminen. Jännitysvektorit vas. kimmotilassa, oik. murtotilassa.

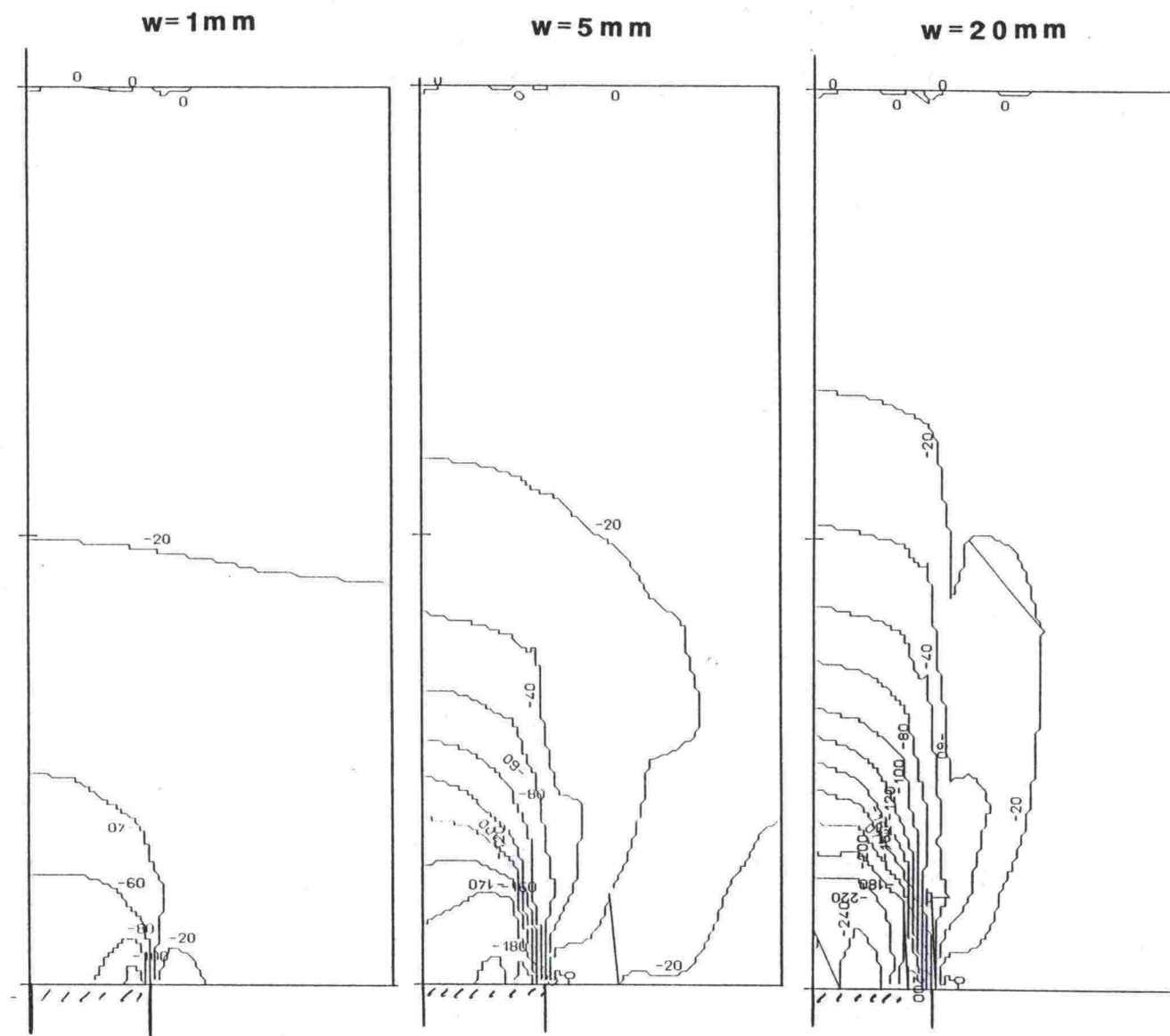


— 100 kPa

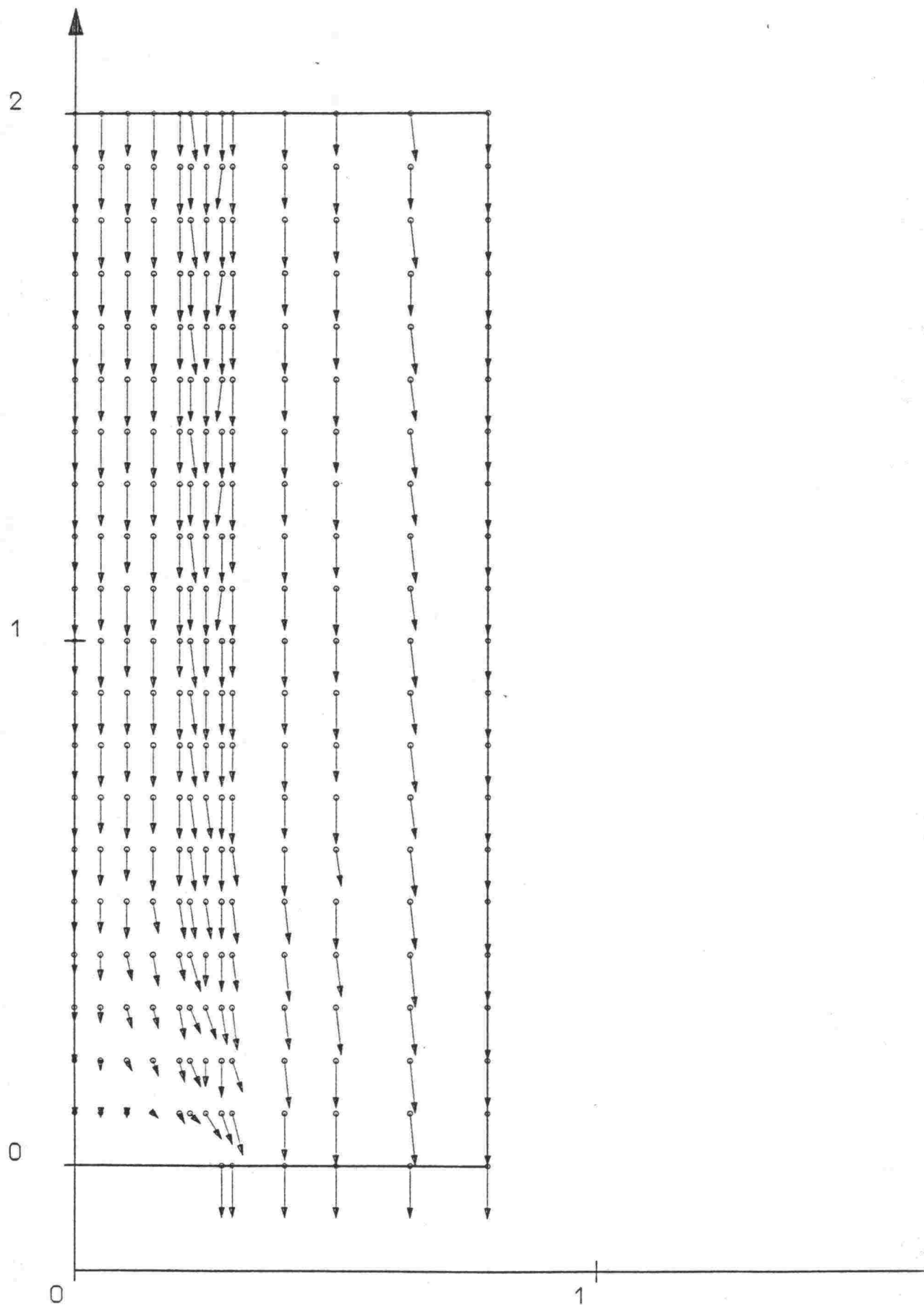


Kuva 63. Paimion koepenger nro 3, holvautuminen. Jännitysvektorit vas. kimmotilassa, oik. murtotilassa.





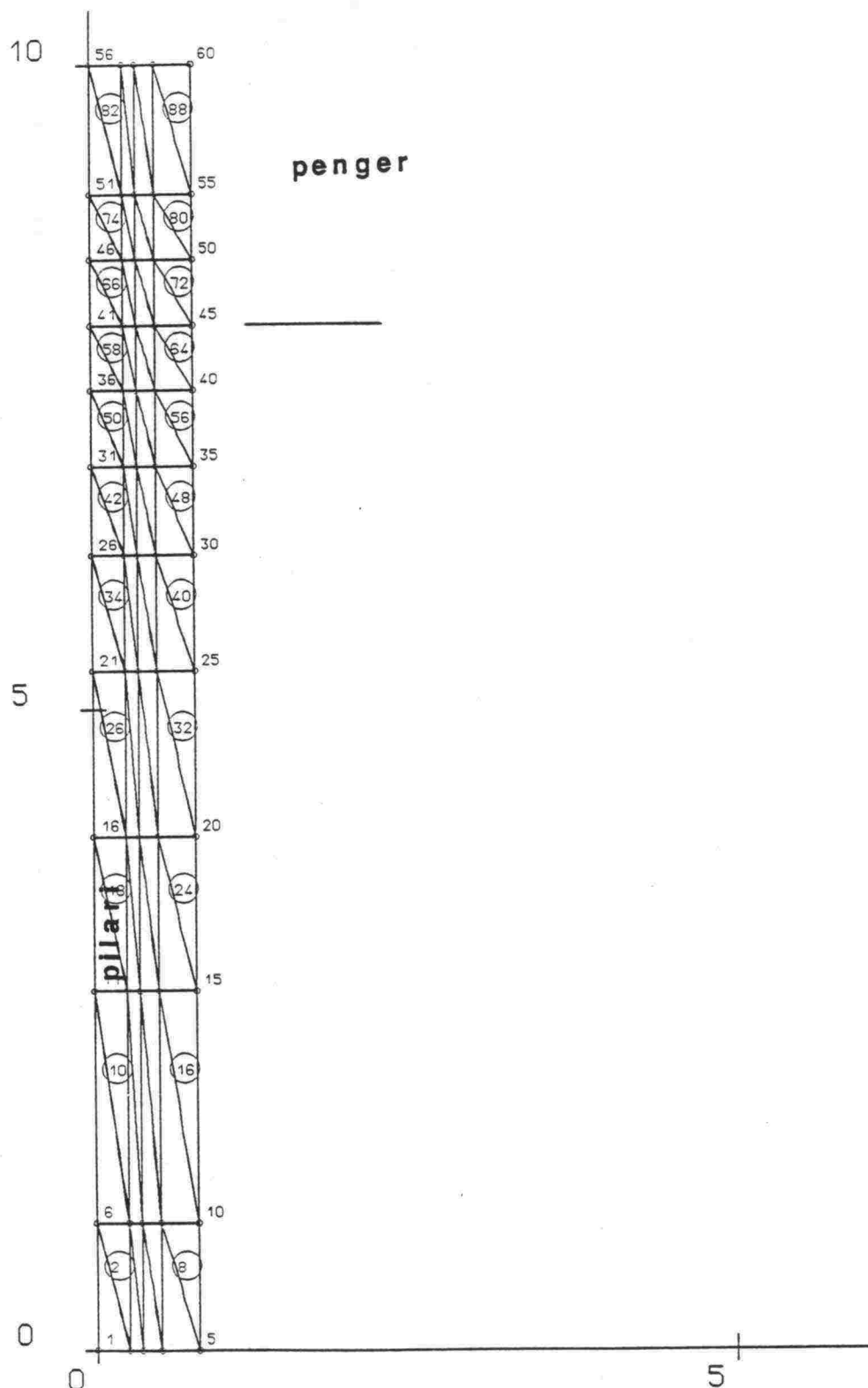
Kuva 65. Paimion koepenger nro 3, holvautuminen. Pystyjännitysten tasa-arvokäyrät eri painumaeroilla.



INSINÖÖRITOIMISTO Y-SUUNNITTELU 29-JAN-90  
 OHJELMA GEOFEM SIIRTYMÄT: SIIRTYMÄVEKTORIT  
 PAIMION KOEPENGER K140

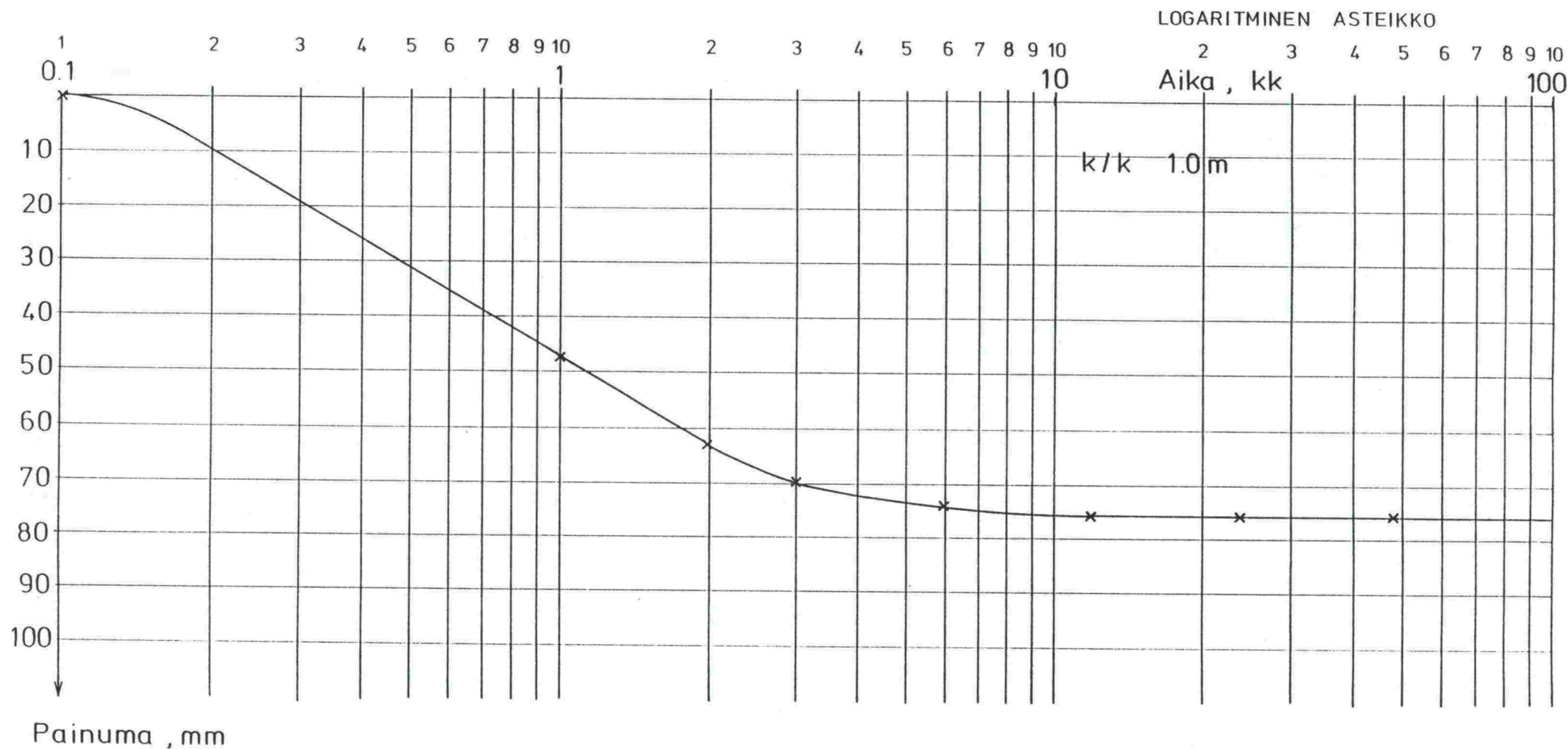
Kuva 66. Paimion koepenger nro 3, holvautuminen.  
 Siirtymävektorit murtotilassa.



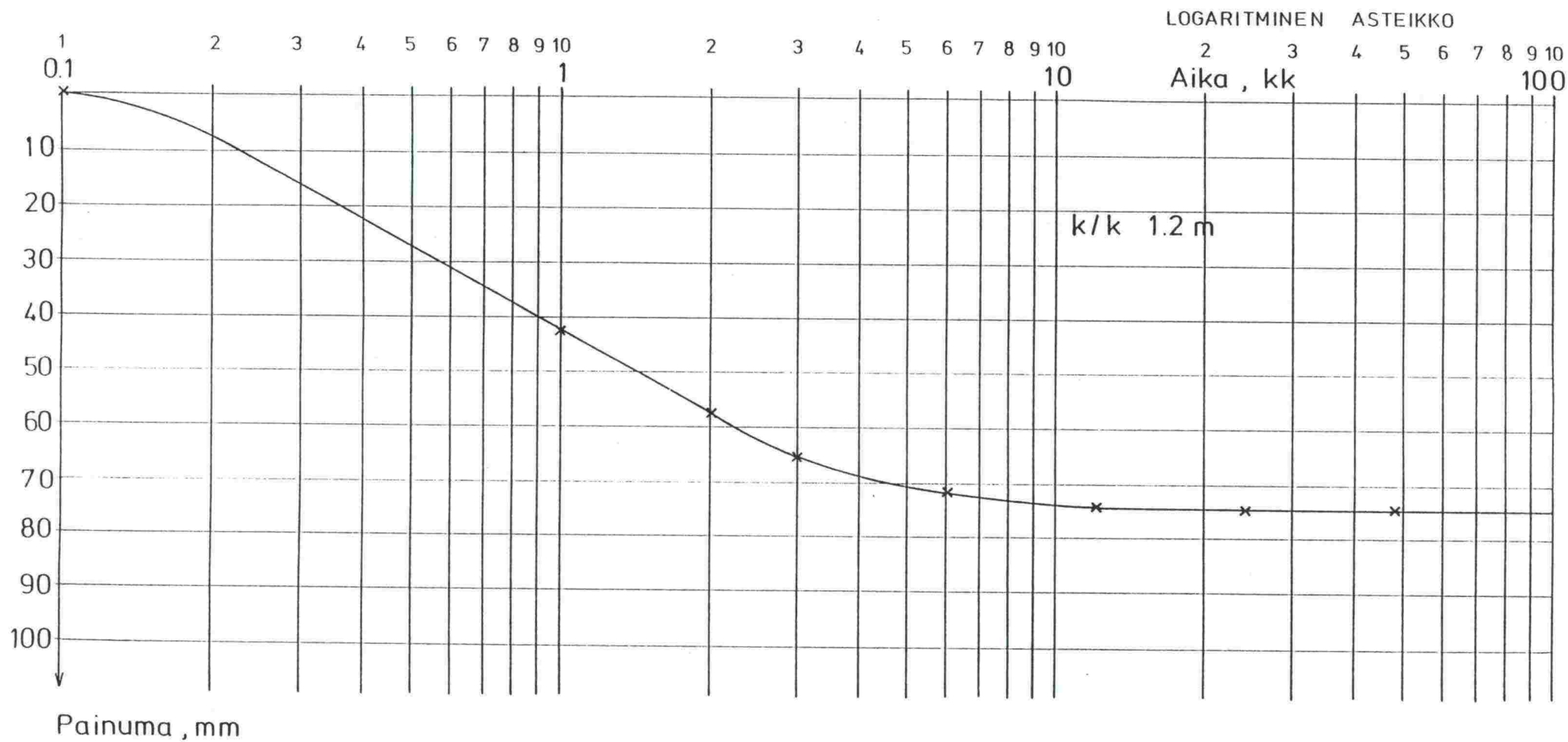


INSINÖÖRITOIMISTO Y-SUUNNITTELU 5-FEB-90  
 OHJELMA CRISPS ELEMENTTIVERKKO  
 PAIMION KOEPENGER  $K/K=1.4$

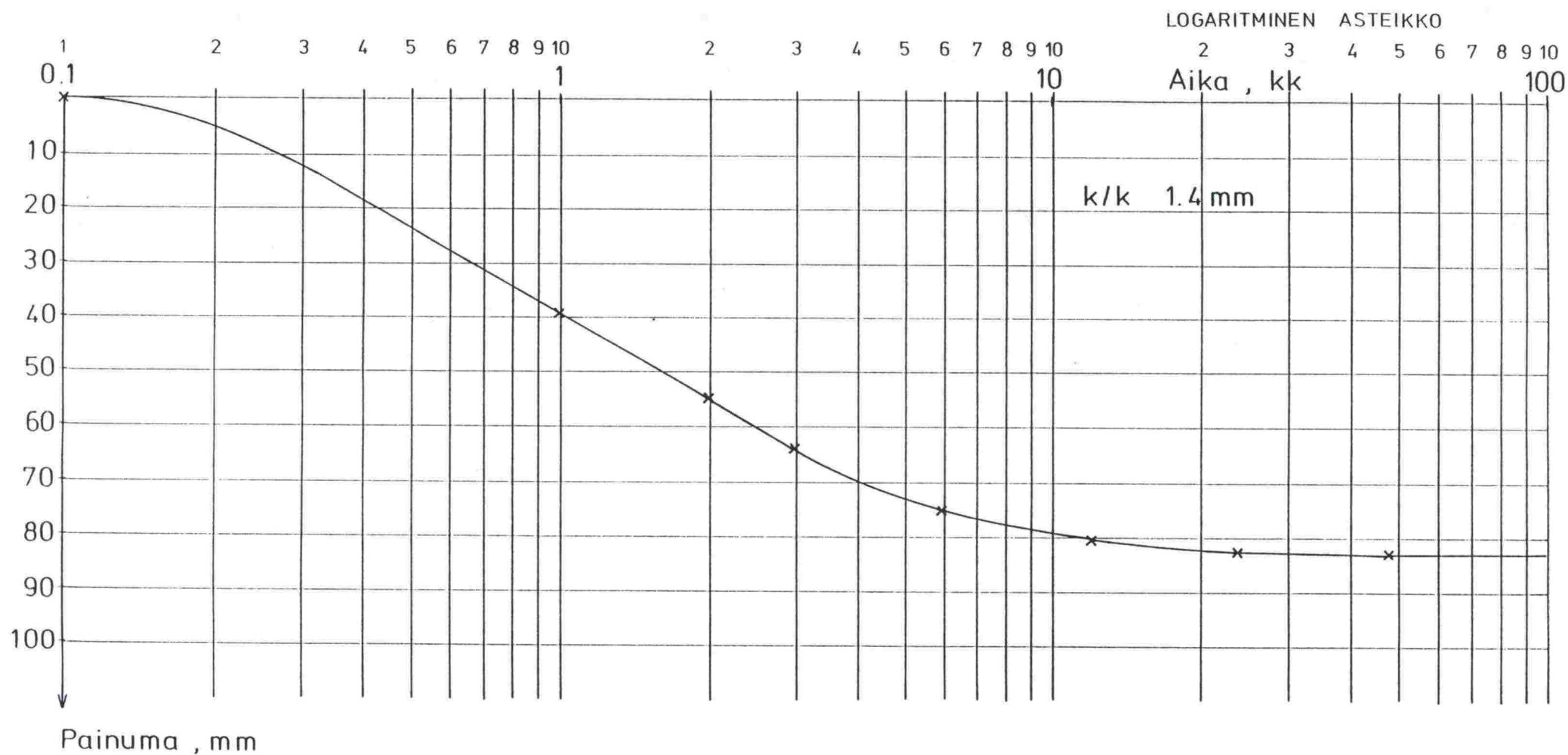
Kuva 67. Paimion koepenger, ajasta riippuva yhteistoiminta.  
 Elementtiverkko, koepenger 3. Ohjelma CRISP.



Kuva 68. Paimion koepenger, ajasta riippuva yhteistoiminta.  
Painumaennuste penkereen keskellä, koepenger 1.

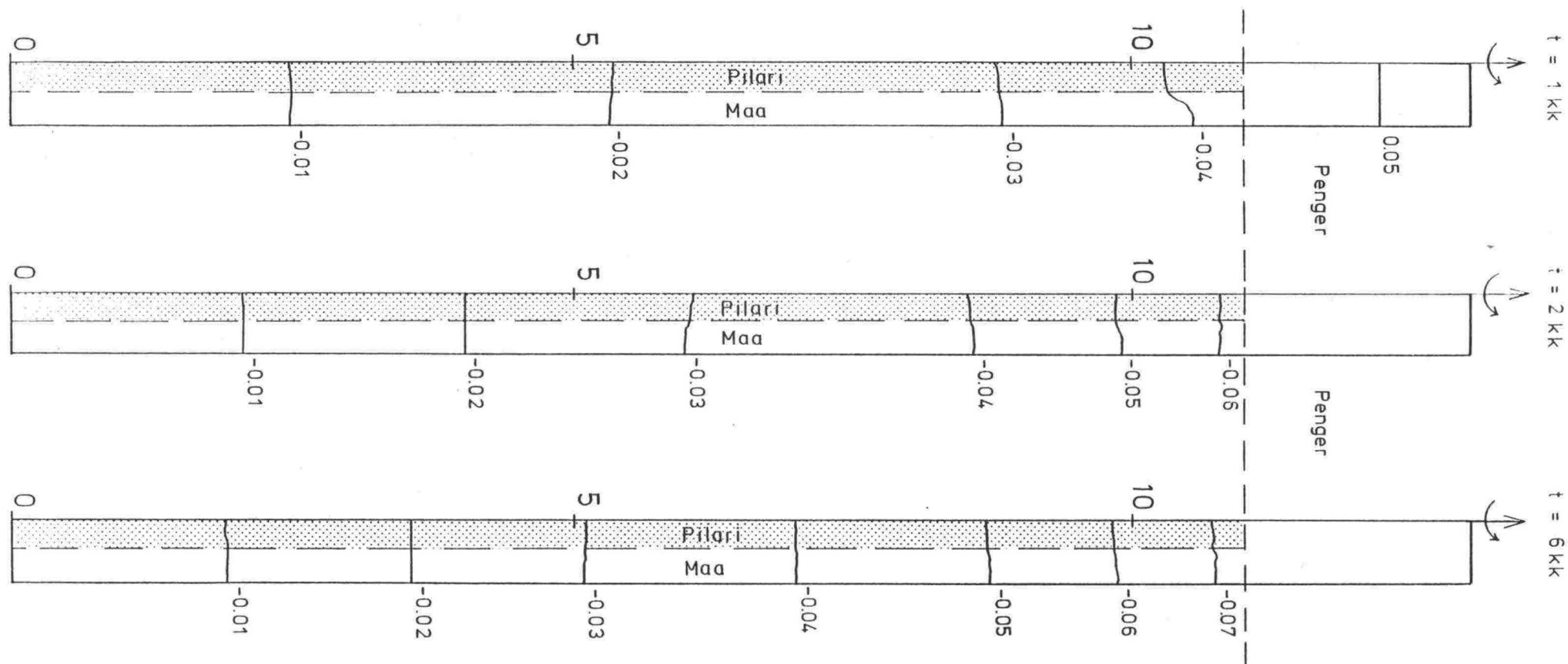


Kuva 69. Paimion koepenger, ajasta riippuva yhteistoiminta.  
Painumaennuste penkereen keskellä, koepenger 2.

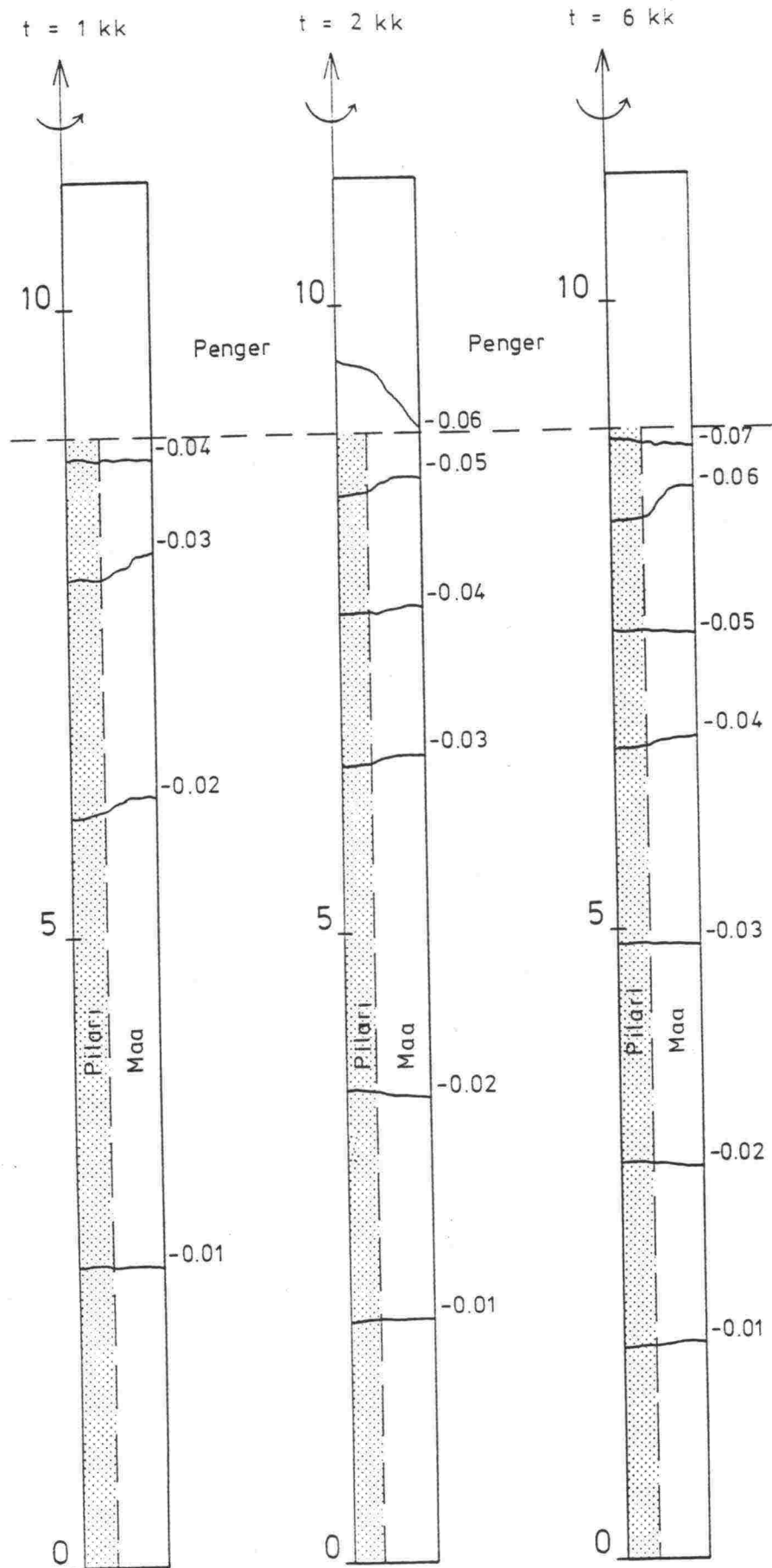


Kuva 70. Paimion koepenger, ajasta riippuva yhteistoiminta.  
Painumaennuste penkereen keskellä, koepenger 3.

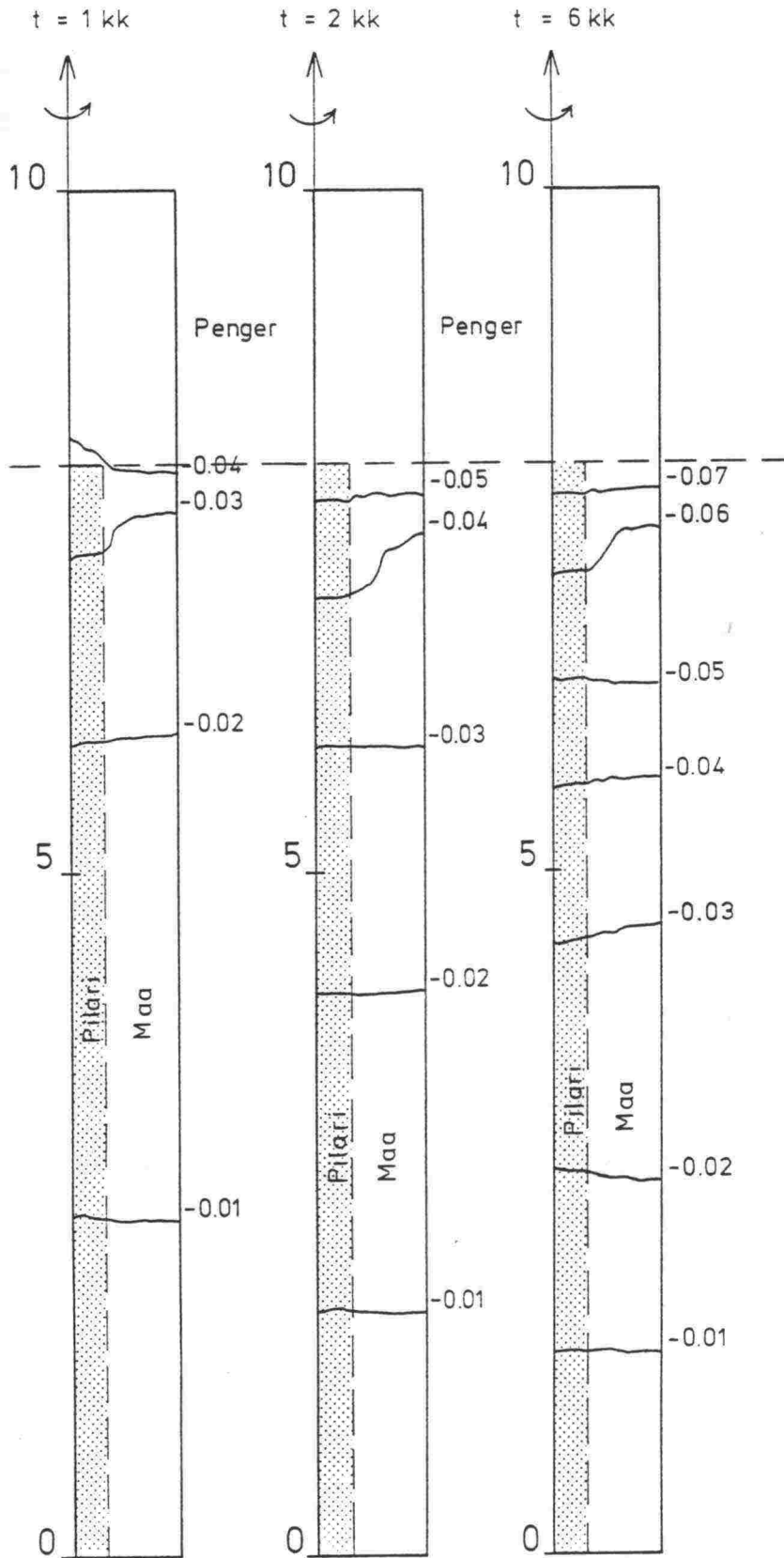




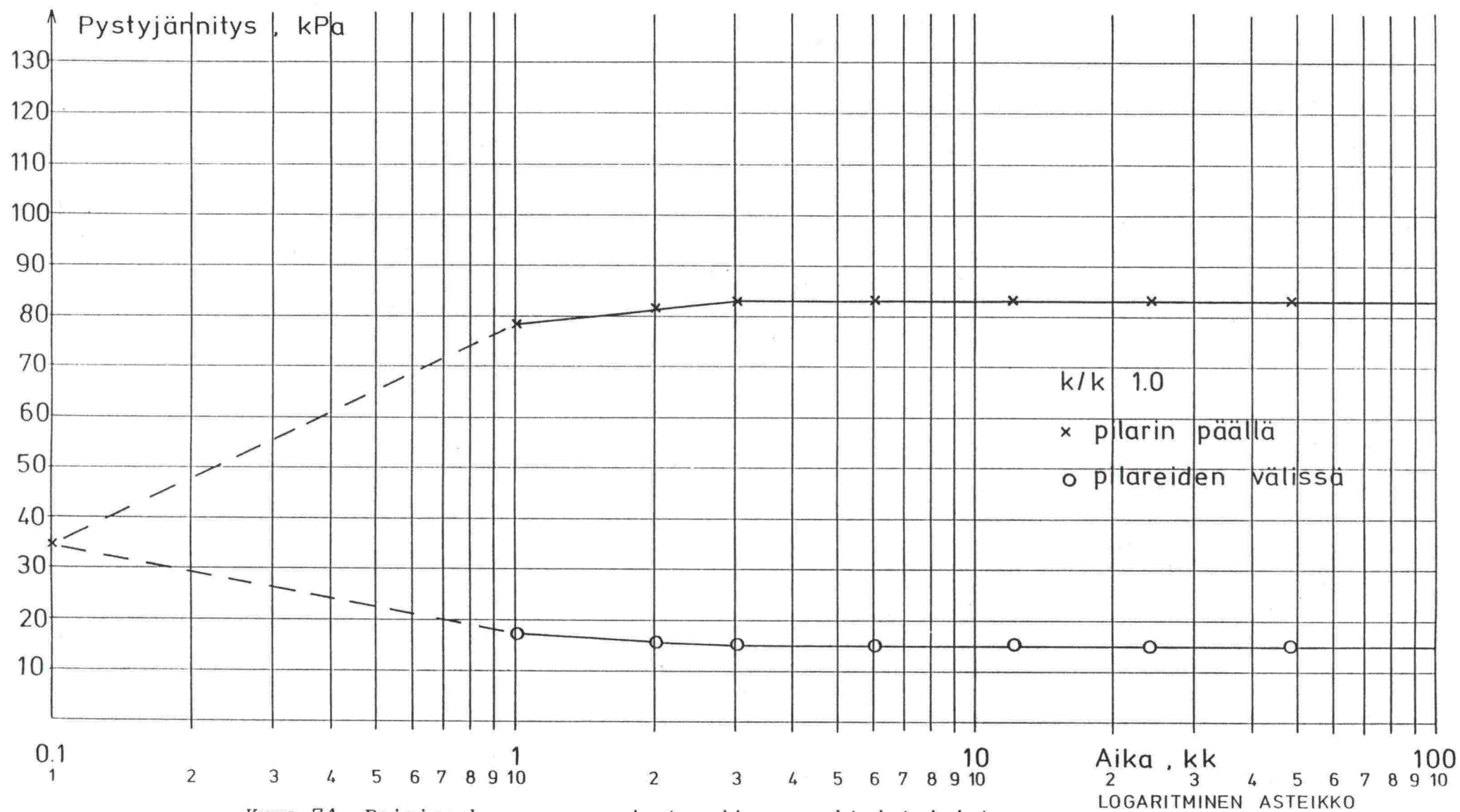
Kuva 71. Paimion koepenger, ajasta riippuva yhteistoiminta. Pystysiirtymien tasa-arvokäyrät, metriä, eri ajanhetkinä. Koepenger 1,  $k/k=1.0 \text{ m}$ .



Kuva 72. Paimion koepenger, ajasta riippuva yhteistoiminta. Pystysiirtymien tasa-arvokäyrät, metriä, eri ajanhetkinä. Koepenger 2,  $k/k=1.2 \text{ m}$ .

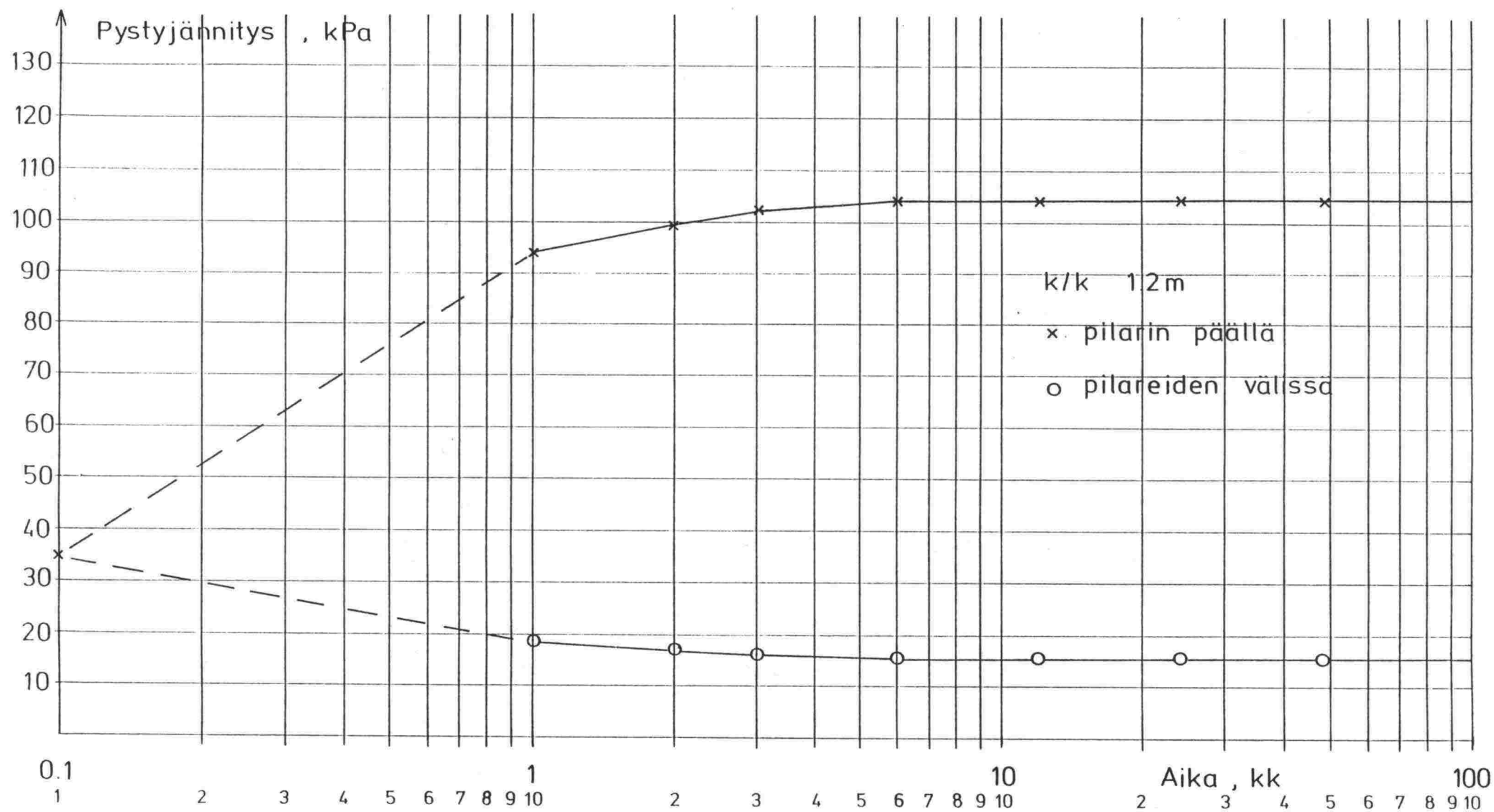


Kuva 73. Paimion koepenger, ajasta riippuva yhteistoiminta. Pystysiirtymien tasa-arvokäyrät, metriä, eri ajanhetkinä. Koepenger 3,  $k/k=1.4 \text{ m}$ .

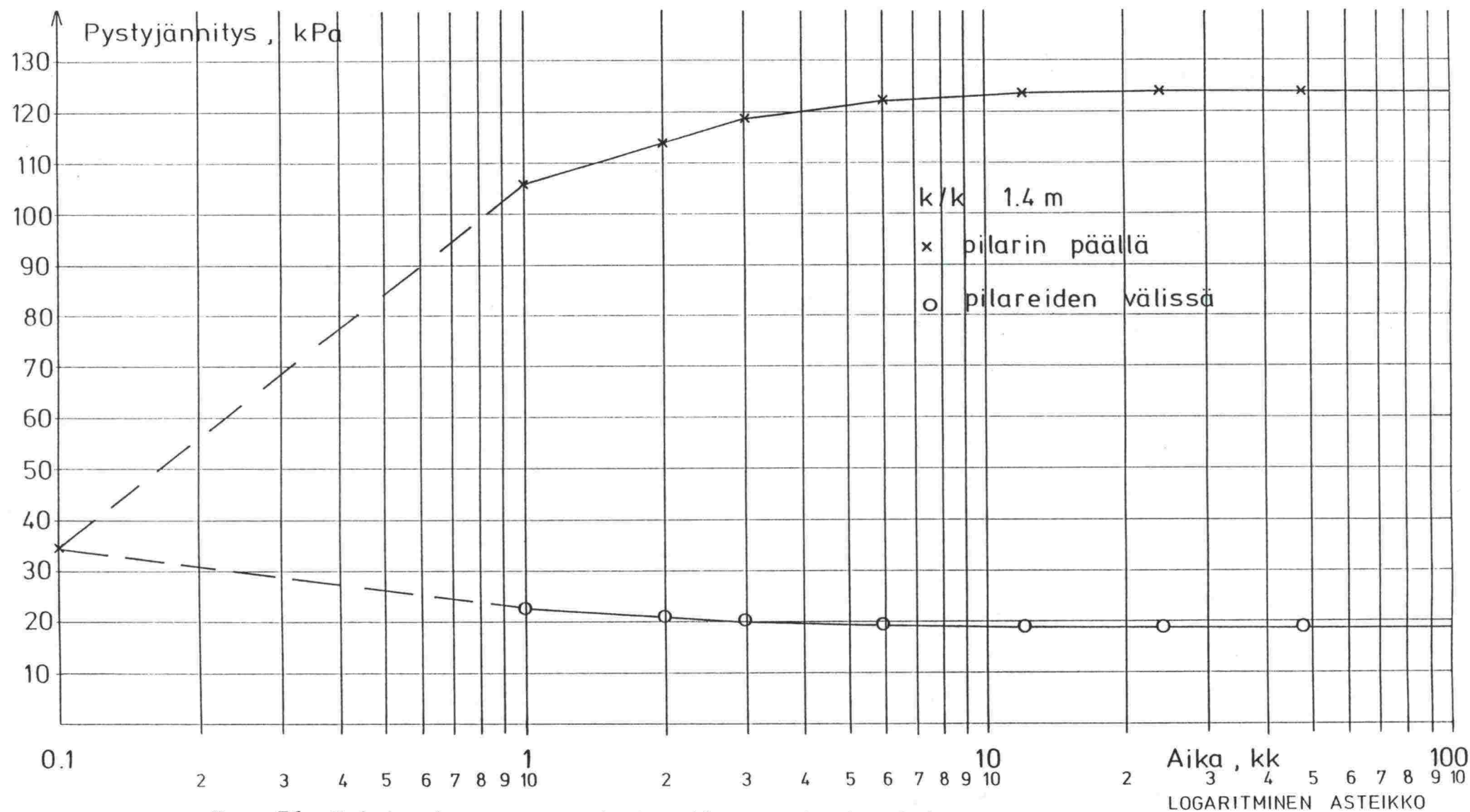


Kuva 74. Paimion koepenger, ajasta riippuva yhteistoiminta. Pystyjännitysennuste penkereen alapinnasta pilarin päältä ja pilarivälin keskeltä. Koepenger 1.

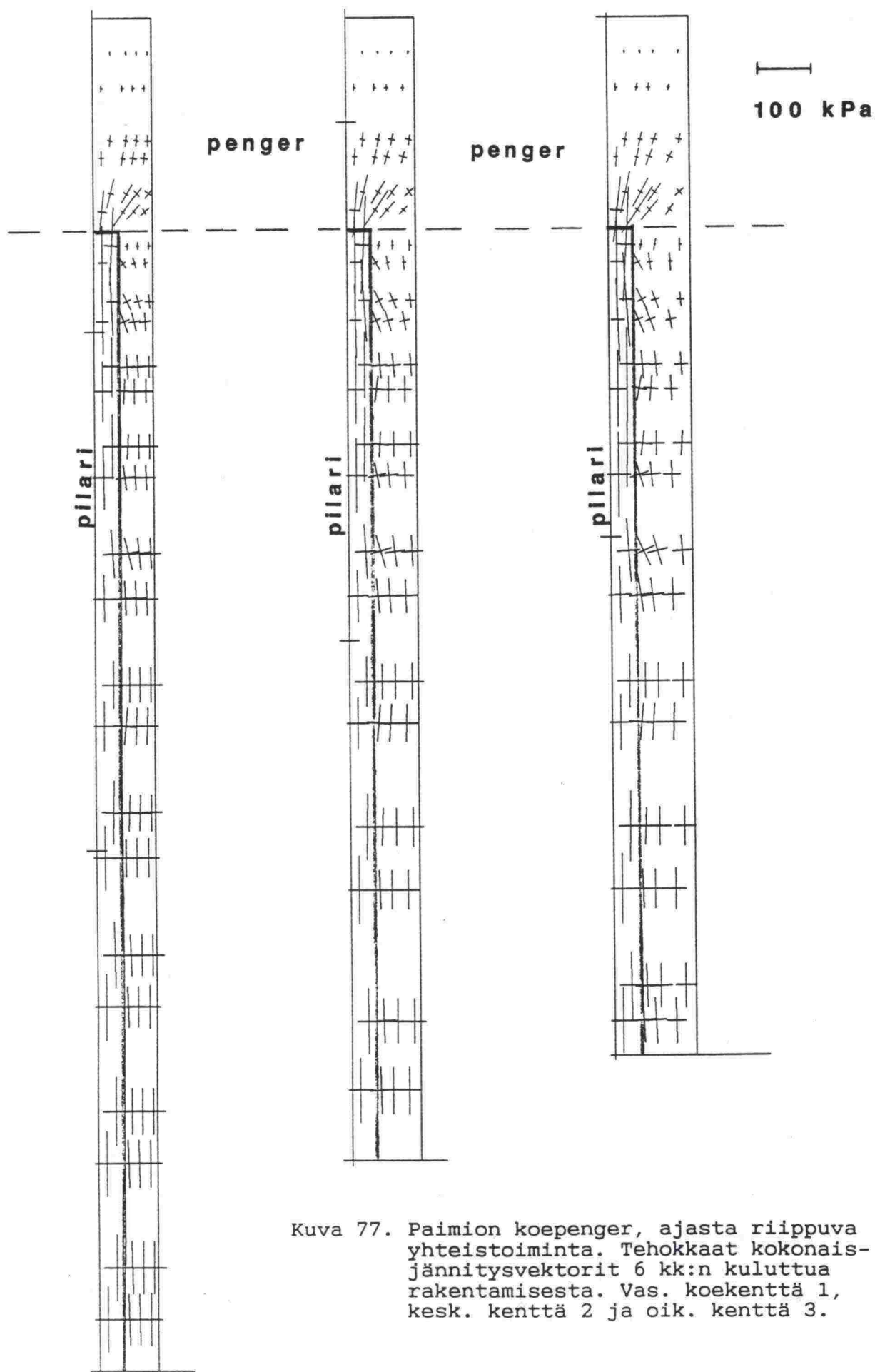




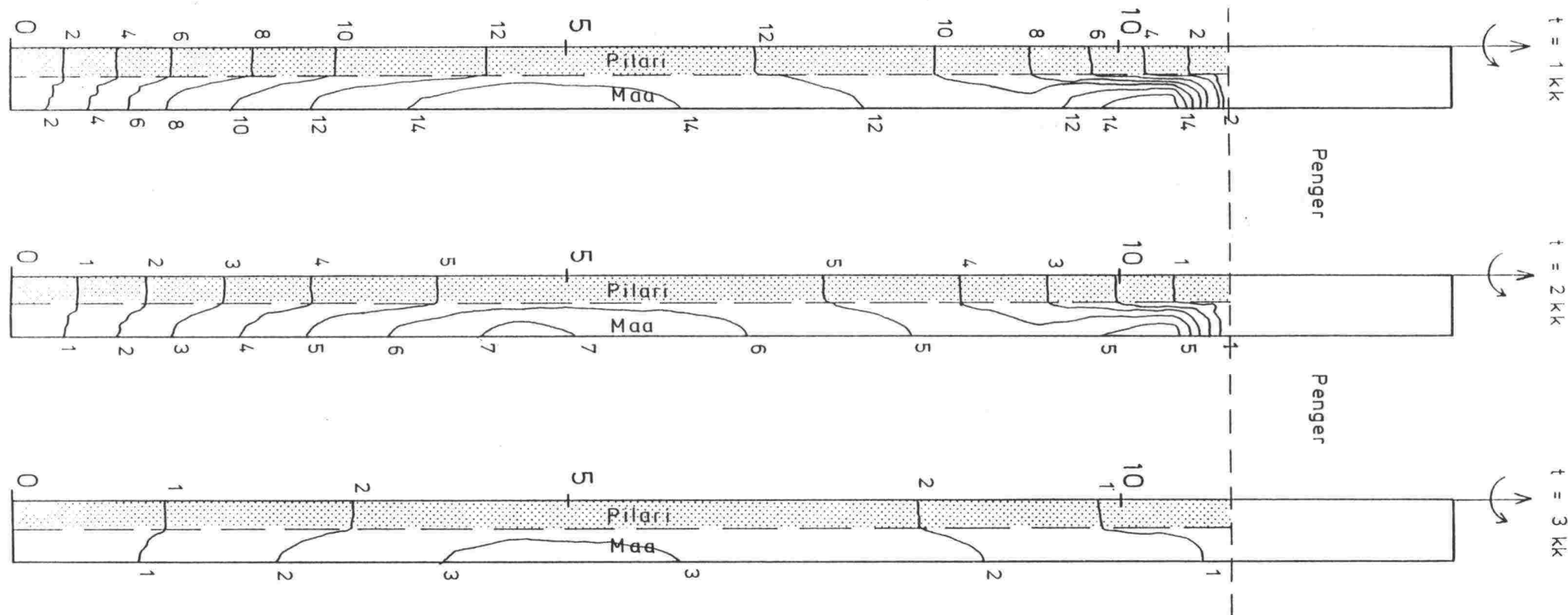
Kuva 75. Paimion koepenger, ajasta riippuva yhteistoiminta. Pystyjännitysennuste penkereen alapinnasta pilarin päältä ja pilarivälin keskeltä. Koepenger 2.



Kuva 76. Paimion koepenger, ajasta riippuva yhteistoiminta. Pystyjännitysennuste penkereen alapinnasta pilarin päältä ja pilarivälin keskeltä. Koepenger 3.

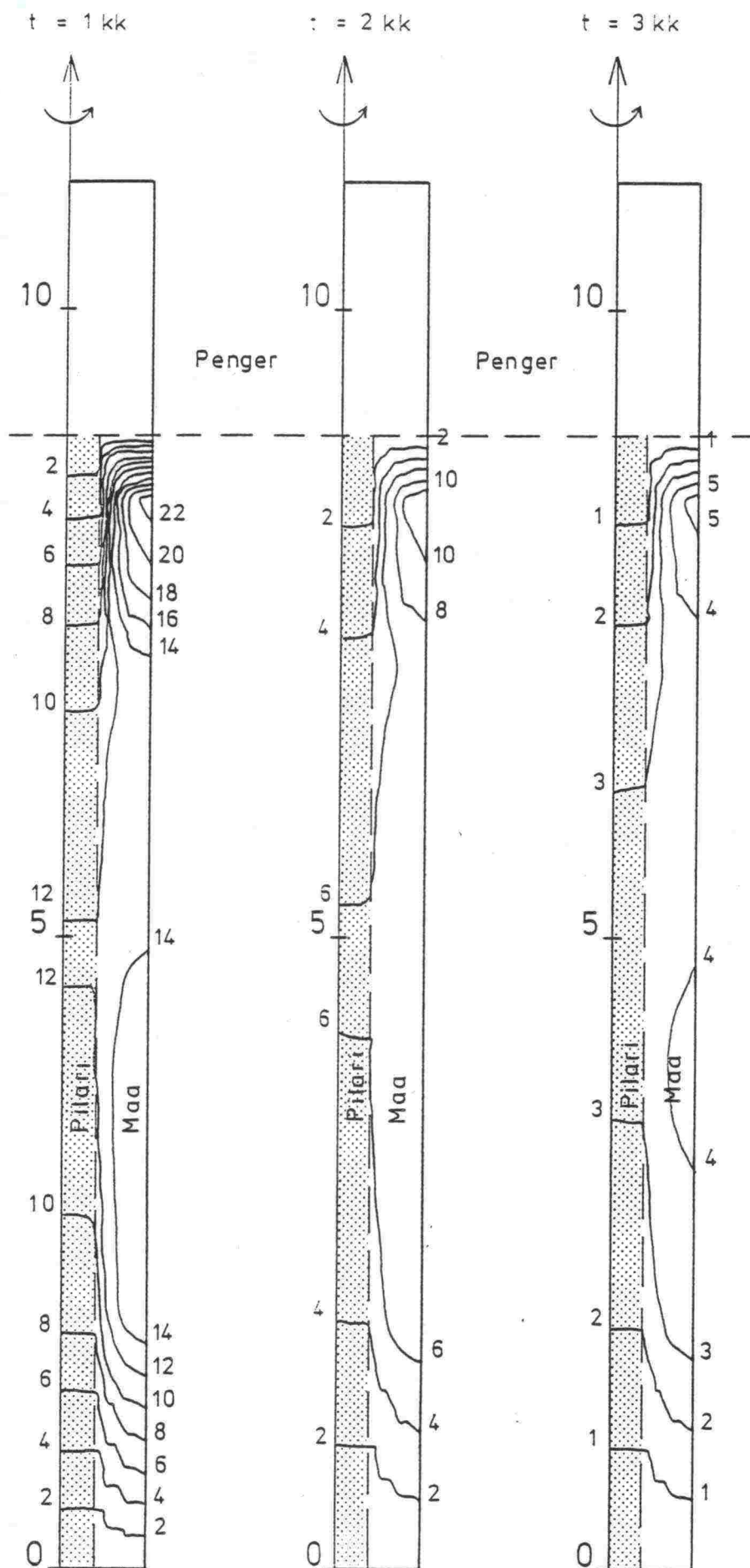


Kuva 77. Paimion koepenger, ajasta riippuva yhteistoiminta. Tehokkaat kokonaisjännitysvektorit 6 kk:n kuluttua rakentamisesta. Vas. koekenttä 1, kesk. kenttä 2 ja oik. kenttä 3.

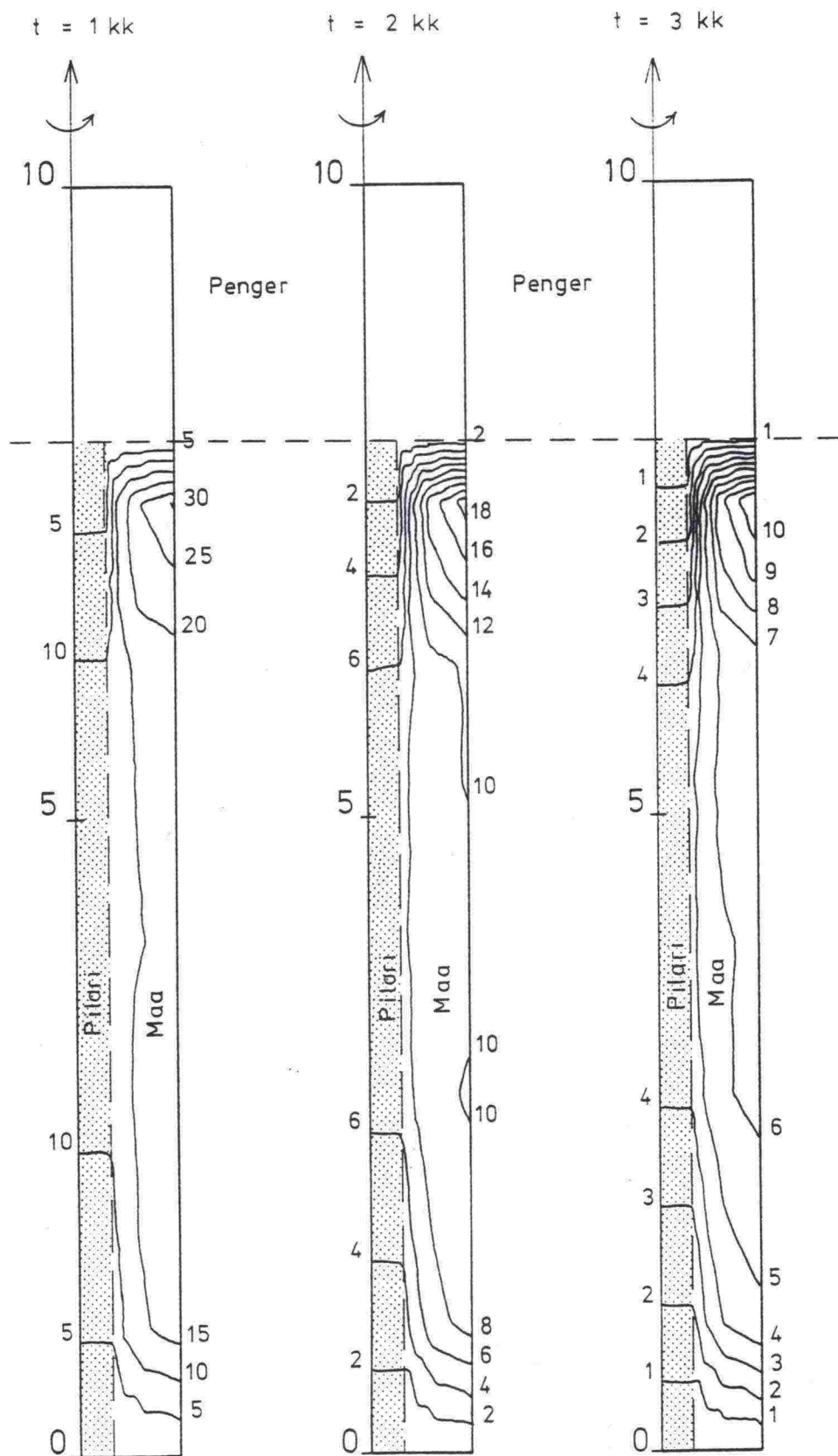


Kuva 78. Paimion koepenger, ajasta riippuva yhteistoiminta. Huokosylipaineiden tasa-arvokäyrät, kPa, eri ajanhetkinä. Koepenger 1.





Kuva 79. Paimion koepenger, ajasta riippuva yhteistoiminta. Huokosylipaineiden tasa-arvokäyrät, kPa, eri ajanhetkinä. Koepenger 2.

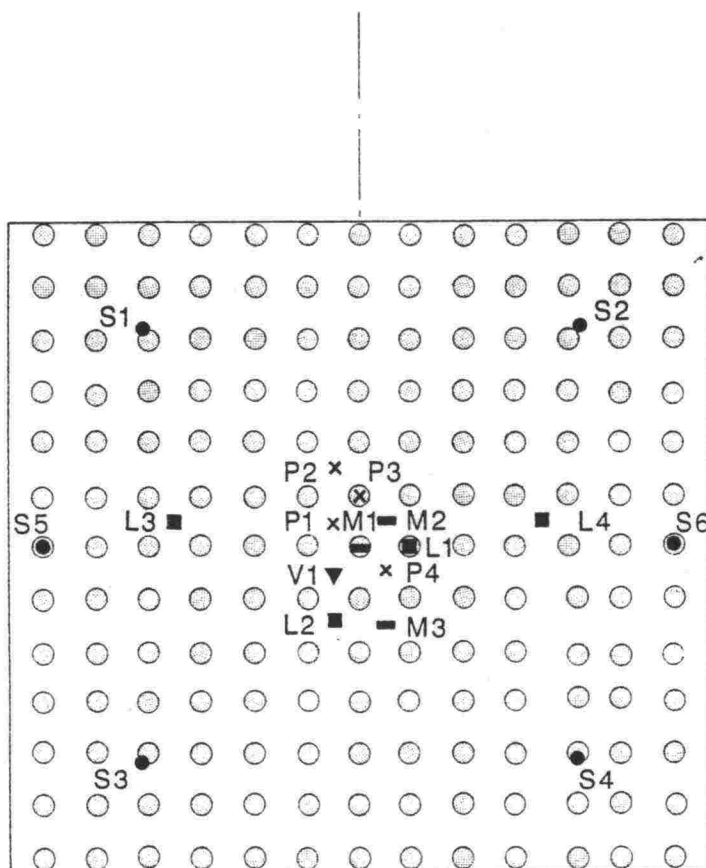


Kuva 80. Paimion koepenger, ajasta riippuva yhteistoiminta. Huokosylipaineiden tasa-arvokäyrät, kPa, eri ajanhetkinä. Koepenger 3.

# KOEPENGER INSTRUMENTOINTI PENKEREET 1-3

## VT1 TAMMISILLAN ERITASO

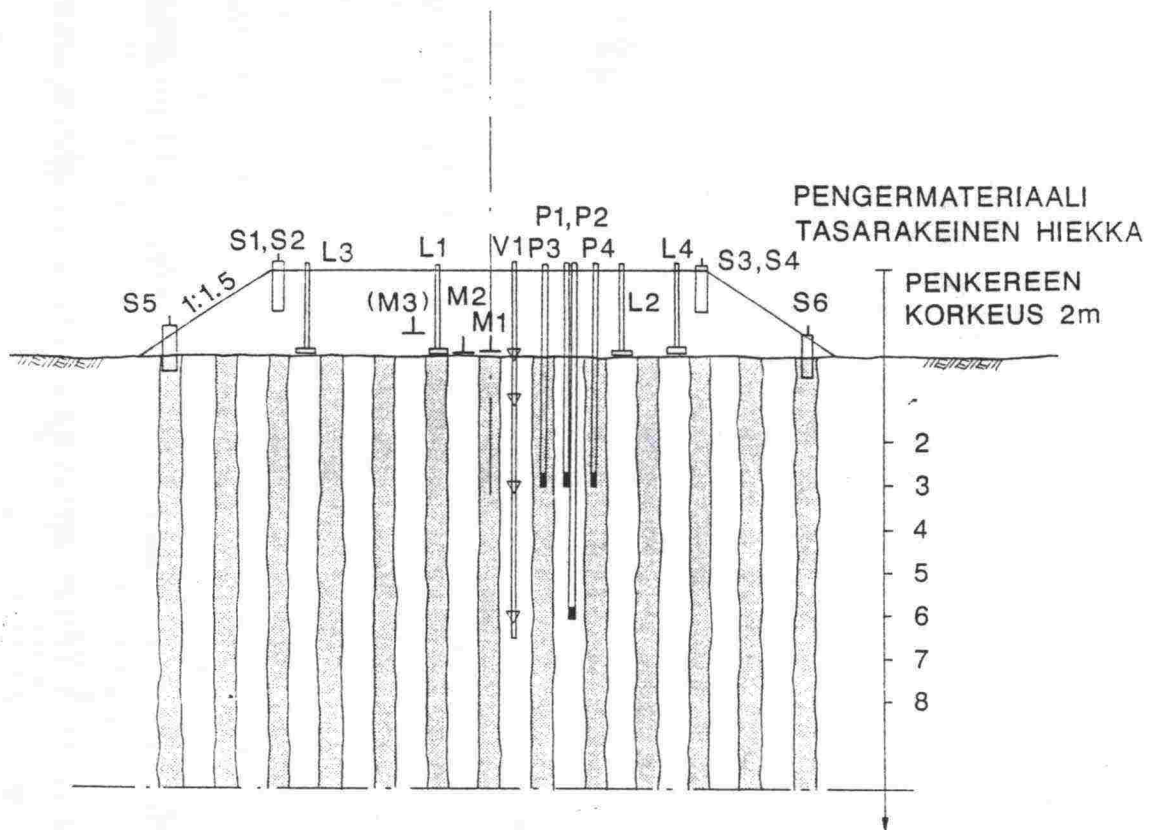
### PERUSTAMISTAPA SYVÄSTABILOINTI



# KOEPENGER TYYPPIKUVA PENKEREET 1-3

## VT1 TAMMISILLAN ERITASO

### PERUSTAMISTAPA SYVÄSTABILOINTI



MERKINNÄT:

SYV. MAANPINNASTA (m)

- |           |  |
|-----------|--|
| S1-S6     | SIVUSIIRTYMÄMITTAUS; BETONIPUTKI Ø 300; L=1000   |
| L1-L4     | TERÄSRAKENTEINEN PAINUMATARKISTIN 300×300mm <sup>2</sup>                                   |
| M1-M2(M3) | MAANPAINESELLI, GLÖTZL 1 PARI SELLEJÄ,<br>TOINEN VAAKA-ASENTOON, TOINEN PYSTYASENTOON      |
| V1        | VERTIKAALISIIRTYMIEN MITTAUSPUTKI, MAGNEETTIRENKAAT<br>SYVYYDELLÄ 0,1,3 JA 6m MAANPINNASTA |
| P1-P3     | HUOKOSPAINEKÄRJET, BORROS  |
| P4        | HUOKOSPAINEKÄRKI, BAT  |



ISBN 951-47-2735-5  
ISSN 0788-3722  
TIEL 703343